

JOSÉ EUGENIO RIBERA

PUENTES DE FÁBRICA
Y
HORMIGÓN ARMADO

TOMO II

SEGUNDA EDICION CORREGIDA Y AUMENTADA

CIMIENTOS

1930



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

Sistema de Clasificación
6033 (Sec 63)



COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Biblioteca

Sede Nacional

Por favor, devuelva el libro antes de la última fecha señalada.

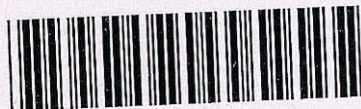
Almagro, 42 - 4ª planta. 28010 Madrid Tfno. 91 308 34 09 Fax: 91 319 95 56
biblioteca@ciccp.es - www.ciccp.es

d 19463

63 (6033) E

PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO

TOMO II
SEGUNDA EDICION



1025844

S63/N0196/A

PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON AR



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

OBRAS DEL AUTOR

ESTUDIO SOBRE LOS TRANVIAS DE VAPOR.—Folleto (1890). Agotado.

PUENTES DE HIERRO ECONOMICOS, MUELLES Y FAROS SOBRE PALIZADAS Y PILOTES METALICOS.—Segunda edición (1895).—Obra premiada con la Cruz de Caballero de Carlos III; 258 páginas de texto, con 37 figuras intercaladas y 31 láminas en tomo separado.—Informada favorablemente por la Academia de Ciencias.—Agotadas dos ediciones de 1.000 ejemplares.

ESTUDIO SOBRE EL EMPLEO DEL ACERO EN LOS PUENTES.—Publicado en el Boletín de la "Revista de Obras públicas", números 7, 9 y 10 de 1896. Tomo I.

GRANDES VIADUCTOS.—Primer tomo de la Biblioteca de la "Revista de Obras Públicas,, (1897).—Obra premiada con propuesta de la encomienda de Carlos III.—Un volumen en 4.º con 30 láminas, 400 páginas y 100 figuras intercaladas en el texto: 30 pesetas.

LA ASOCIACION INTERNACIONAL PARA EL ENSAYO DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION.—Folleto (agotado).

HORMIGON Y CEMENTO ARMADO. MI SISTEMA Y MIS OBRAS.—Folleto.

PUENTES DE HORMIGON ARMADO.—Folleto de los artículos publicados en la "Revista de Obras Públicas,, (1900).

CUBIERTAS PARA DEPOSITOS DE AGUA.—Folleto (agotado).

CONFERENCIA EN EL ATENEO DE MADRID sobre las construcciones de hormigón armado.—Folleto (agotado), 1902.

LE BETON ARME EN ESPAGNE.—Publicado por el "Bulletin de la Société des Ingenieurs Civils de France". Mars, 1907.

LOS PROGRESOS DEL HORMIGON ARMADO EN ESPAÑA.—Folleto (1907).

LOS PUENTES MODERNOS.—Conferencia en el Instituto de Ingenieros Civiles.—Folleto (1908).

EL MINISTERIO DE FOMENTO EN LA ARGENTINA.—Folleto (1911).

EL FERROCARRIL DE TANGER A ALCAZAR.—Folleto (1913).

LA VERDAD SOBRE EL FERROCARRIL DIRECTO DE MADRID A VALENCIA.—Folleto (1914).

LA CONVENIENCIA ESPAÑOLA EN LA GUERRA EUROPEA.—Conferencia en el Instituto Francés.—Folleto (1915).

LA ARITMETICA Y LA HISTORIA, EN CONTRA DE LA HEGEMONIA ALEMANA.—Conferencia en el Instituto Francés.—Folleto (1916).

EVOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.—Conferencia en la Exposición de la Construcción (1925).

PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO.—Tomo I: Generalidades, muros y pequeñas obras.—324 páginas, 213 figuras y 20 láminas (1925).

Tomo III: Anteproyectos y puentes de fábrica.—En preparación. Tomo IV: Puentes en hormigón armado y obras varias, y Tomo V: Construcción y cálculos.

PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO

POR

DON JOSE EUGENIO RIBERA

INSPECTOR GENERAL DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

PROFESOR DE LA ASIGNATURA
EN LA ESCUELA ESPECIAL DEL CUERPO

ACADEMICO CORRESPONSAL DE LA ACADEMIA DE CIENCIAS

TOMO II

CIMIENTOS

SEGUNDA EDICION CORREGIDA Y AUMENTADA

1930



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

PUEBLOS DE LA RICA

FORMIGON ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

CONCRETO ARMADO

PRÓLOGO

DE LA PRIMERA EDICION

En el primer capítulo de este libro demuestro la primordial importancia del problema de las cimentaciones en todo el arte constructivo.

El régimen torrencial de nuestros ríos, la violencia de los temporales en gran parte de nuestras costas y, sobre todo, la parsimonia con que los ingenieros españoles tenemos que proyectar las obras públicas, por el freno económico de los recursos que a ellas se destinan, nos han obligado, quizá más que en ningún país, a simplificar los cimientos, aguzando el espíritu para realizarlos con la mayor economía.

Es para el autor una honrosa satisfacción el poder evidenciar que, por lo menos en esta rama de la construcción, los ingenieros de Caminos, no sólo no han ido a la zaga de la técnica extranjera, sino que, por el contrario, han sido más audaces y casi estoy por decir que más innovadores.

Sería pueril e hipócrita humildad prescindir de algunas innovaciones personales, que mis propios yerros y mi trabajosa experiencia me han sugerido, ya que esta última circunstancia fuera el único mérito invocado para que la Escuela me confiara la Cátedra de *Cimientos y puentes de fábrica y hormigón armado*.

Por otra parte, a mi juicio, un libro escrito por el profesor de esta asignatura, para texto de sus alumnos y consulta de sus compañeros, no debe ser una enciclopedia histórica de recetas, sino una crítica razonada de lo hecho, y, si pudiera ser, la doctrina construc-



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

tiva de lo que debe hacerse, que sólo la experiencia propia permite formular.

De aquí que a este libro puede reprochársele el tono quizá demasiado personal, y no faltará quien lo califique de pedantesco.

Pero yo, que me apresuro a declararme incompetente en multitud de problemas de la Ingeniería que apenas conozco, tendría que confesarme también inepto si no hubiese conseguido, en cuarenta años de intervención profesional en centenares de cimientos de todas clases por mí proyectados y dirigidos, formarme opinión propia sobre los procedimientos más adecuados para cada caso.

Mi modestia no llega a tanto.

Sin llegar a decir que la sabiduría está en proporción directa de las equivocaciones o accidentes sufridos, creo que enseñan más las inevitables contingencias de las cimentaciones, propias de todos los problemas constructivos, que la requisa de libros, único recurso de un gran número de autores.

Los ingenieros constructores escriben poco: o bien porque no disponen de tiempo para frecuentar bibliotecas, o bien porque prefieren utilizar su experiencia en provecho propio.

Yo no soy ni tan perezoso, ni tan egoísta.

Entiendo, por el contrario, que, como profesor, estoy obligado a transmitir a mis discípulos la resultante de mi práctica profesional, aleccionándolos con los tropiezos padecidos, para que huyan de ellos; es el único beneficio que puedo hacer a mis compañeros y a mi país, al que así evitaré algunos errores y muchos gastos estériles.

Considero, por último, que debo ser el cronista de lo mucho bueno que se ha hecho en España, y no por exclusiva vanidad nacional, ni siquiera para descubrir la modestia... o la pereza de los ingenieros que mantuvieron ignorados sus aciertos, sino porque los procedimientos aquí empleados suelen amoldarse, mejor que otros clásicos cimientos, a las exigencias de nuestros tan variables ríos y mares, así como a nuestras disponibilidades de mano de obra y maquinismo.

* * *

Divido este tomo en tres partes.

En la primera, *Generalidades y elementos*, además de exponer la importancia del estudio de los cimientos y del terreno y de reseñar



sucintamente la gran variedad de sistemas de cimientos a que hoy puede apelarse, describiré los elementos más frecuentemente empleados para su resolución, y los tipos y procedimientos de hinca de pilotes y tablestacas, de ataguías y del material de ejecución que suele emplearse en esta clase de obras.

Dedicaré la segunda parte al estudio detallado de los *Procedimientos de cimentación*.

Como no me satisfacen las clasificaciones que de éstos han establecido los autores que conozco, prefiero modificarlas, dividiendo las cimentaciones, no por la clase de terreno que se encuentre, sino por las características de los *procedimientos* que pueden emplearse, ya sea *directamente: al aire libre, por aire comprimido, o por sumersión*, ya *indirectamente sobre pilotajes*, dedicando capítulos especiales a las *cimentaciones por transformación del suelo* y a las *defensas, reparaciones o ensanches de cimientos*, que con tanta frecuencia necesitan realizarse.

Por último, en la tercera parte, *Proyectos de cimientos*, analizaré comparativamente el gasto de todos los procedimientos estudiados y expondré la forma en que pueden calcularse los pilotajes y los cajones de empleo más frecuente.

Perdonen los lectores el estilo vulgar de este trabajo; escribo como pienso y como hablo. Para cimentar en las entrañas del suelo no debo, ni tampoco sabría, remontarme a las alturas.

Soy un Licenciado de Ingeniería, no alcanzo a ser *Doctor*.

EL AUTOR

Madrid, mayo de 1926.

NOTA A LA SEGUNDA EDICION

A punto de agotarse la primera edición de este tomo, poco tengo que añadir al prólogo de aquélla, en la que únicamente corregiré sus erratas, añadiéndole algunos datos recientes.

Aprovecho la ocasión para significar mi gratitud a los compañeros y lectores que tan benévolamente han acogido mi trabajo y a los que conmigo colaboran, facilitándome los datos nuevos que ponen al día esta segunda edición.

EL AUTOR

Madrid, julio de 1930.





PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO

INDICE DEL TOMO II

CIMIENTOS

Páginas

PRÓLOGO	5
---------------	---

PRIMERA PARTE

GENERALIDADES Y ELEMENTOS

CAPITULO PRIMERO

IMPORTANCIA DE LOS CIMIENTOS

Cimientos de un edificio.—Cimientos de las obras fluviales o marítimas	19
El agua es la mayor dificultad de un cimiento.—Cimientos en terreno firme.....	20
Importancia que debe darse a los cimientos.....	21
Ventajas de las soluciones económicas.—Problema de la cimentación.....	22
Cálculo de las presiones máximas.....	23
Variaciones de presiones en los cimientos.....	24
Importancia del estudio del terreno.....	25

CAPITULO II

ESTUDIO DEL TERRENO DE CIMENTACION

Ubicación de las obras.....	27
Resistencia de los terrenos.—Experimentos directos de resistencia...	28
Reconocimiento a cielo abierto.....	30
Sonda ordinaria.....	31
Sonda Degoussée.....	32
Aparatos auxiliares.....	33

	Páginas
Maniobras de un sondeo.—Entubado.....	34
Sondeo	35
Accidentes	36
Resumen práctico.....	37
Sonda de diamante "Sullivan",.....	38
Gastos de los sondeos.....	40
Conclusión	41

CAPITULO III

RESEÑA HISTORICA DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CIMENTACION

Cimientos directos.—Cimientos sobre escollera.....	45
Cimientos sobre pilotaje.....	46
Atagúas y agotamientos.....	47
Hormigones sumergidos.....	48
Apoyos de fábrica hincados en el terreno.....	49
Cimentaciones por aire comprimido.....	50
Pilotes metálicos de rosca.....	52
Pilotes de hormigón armado.....	53
Cimentaciones especiales.—Clasificación de las cimentaciones.....	54

CAPITULO IV

TIPOS DE PILOTES Y TABLESTACAS

Pilotes de madera. —Clase de madera.—Dimensiones.—Preparación.—Cinchos.—Empalmes.—Pilotes de longitud excepcional.....	57
Tablestacas de madera.....	60
Pilotes metálicos. —Pilotes macizos de hierro.—Tubos de hierro.—Pilotes de rosca.—Pilotes de fundición.—Pilotes "Poggi",.....	62
Tablestacas metálicas.	65
Pilotes de hormigón armado. —Dimensiones.—Armaduras.—Azuches.—Dosificación del hormigón.—Fabricación de los pilotes.—Pilotes de gran longitud.....	67
Pilares de hormigón armado. —Pilotes "Simplex",—Pilonos "Compresol",—Pilotes "Franki",.....	72
Tablestacas de hormigón armado.....	76

CAPITULO V

HINCA DE PILOTES Y TABLESTACAS

Mazas de mano.....	79
Martinete de tirantes.....	80



ÍNDICE

11

Páginas

Martinete de escape.....	82
Martinete de vapor.....	83
Martinete balístico.....	86
Martinete eléctrico.....	88
Martillos trepidantes.—Botadores.....	90
Precauciones para la hinc a de pilotes de hormigón armado.—Influencia del peso de la maza.—Presentación de los pilotes.....	91
Corte de los pilotes.....	92
Arranque de pilotes.....	93
Hinca de pilotes inclinados.....	95
Instalación de los martinetes.....	97
Cabrestantes y andamios para la hinca de pilotes de rosca.—Aparatos para inyección de agua.....	100

CAPITULO VI

TIPOS DE ATAGUIAS

Definiciones.—Altura de las ataguías.....	105
Clasificación de los tipos de ataguías.—Ataguías de tierra.....	106
Ataguías de tierra y tableros de madera.....	107
Ataguías escalonadas.....	108
Ataguías de lona.—Ataguías para terrenos de roca.....	109
Cajones sin fondo.....	110
Ataguías de hormigón.....	112
Ataguías con tablestacas metálicas.....	113
Ataguías con tablestacas de hormigón armado.....	116

CAPITULO VII

MATERIAL PARA LA EJECUCION DE LOS CIMIENTOS

§ I.—Material de agotamiento.

Cubos y achicaderas.—Bomba "Letestu".....	120
Bomba centrífuga.....	122
Otros tipos de bombas.—Bombas para aguas sucias.....	125

§ II.—Material para el dragado de cimientos.

Bombas de succión.....	127
Dragas.—Escafandras	128



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

§ III.—Aparatos para sumergir hormigón.

Cajas	132
Tolvas	133

§ IV.—Material para el aire comprimido.

Esclusas de hierro.....	135
Esclusas de hormigón.....	137
Maquinaria	139
Cabrestantes	140
Hormigoneras	141
Chimenas.—Alumbrado de las cámaras de trabajo.....	142
Campanas	143

SEGUNDA PARTE

PROCEDIMIENTOS DE CIMENTACION

CAPITULO VIII

CIMENTACIONES DIRECTAS AL AIRE

§ I.—Cimientos sin agotamiento.

Cimientos directos en terrenos firmes y próximos.....	148
Cimientos directos en terrenos flojos y próximos.....	150
Cimientos sobre pilares y bóvedas.....	151
Cimientos con excavaciones entibadas.....	152
Pozos y galerías.—Entibaciones con tablestacas metálicas o de H. A.	154

§ II.—Cimientos con agotamientos.

Elección del tipo de atagüa.—Excavaciones.....	155
Agotamientos.—Potencia de las bombas.—Fracaso de los agotamientos.	156
Relleno	157

§ III.—Cimentaciones por pozos, con tubos o cajones sin fondo.

Excavaciones bajo el agua.....	158
Relleno de tubos y cajones.—Tubos de ladrillo.....	161
Tubos de hormigón.....	162
Dimensiones de los cajones.....	164
Cajones de madera y hormigón.....	165
Cajones de hierro y hormigón.....	166
Cajones sin fondo de hormigón armado.....	167
Construcción de los cajones.....	168
Empalmes de los cajones.—Cajones con fondo.....	169



CAPITULO IX

CIMENTACIONES DIRECTAS EN AIRE COMPRIMIDO

Cimientos tubulares.....	172
Inconvenientes de los cimientos tubulares.....	173
Cajones de madera.....	175
Cajones metálicos perdidos.....	176
Cajones metálicos de grandes dimensiones.....	178
Pesos de los cajones metálicos.....	180
Cajones metálicos colgados.....	181
Campanas móviles neumáticas.....	182
Campana corrediza equilibrada.....	185
Cajones de fábrica.....	186
Cajones de hormigón armado contruidos "in situ".....	188
Cajones flotables de hormigón armado.....	192
Conclusión sobre los cajones de hormigón armado.—Lanzamiento de los cajones flotables.....	197
Colocación de los cajones.....	200
Hinca de los tubos o cajones.....	202
Construcción del macizo de cimiento.....	207
División de los cajones en pisos.—Ejecución del relleno.....	209
Empalmes de cajones adosados.....	211
Accidentes en la hinca de los cajones.....	214
Precauciones para el trabajo en aire comprimido.....	217

CAPITULO X

CIMENTACIONES DIRECTAS SUMERGIDAS

§ I.—Cimientos de escollera y bloques.

Definición	221
Cimentaciones sobre escollera.....	222
Cimentaciones sobre bloques artificiales.—Cimientos de bloques celulares (Bilbao, Valencia).....	223

§ II.—Cimientos con hormigón sumergido.

Con cajones sin fondo.....	226
Con recintos de pilotes y tablestacas.....	228
En zampeados, soleras y diques.....	229
Peligros del hormigón sumergido.—Ejecución de los hormigones sumergidos	230
Cimientos con sacos de hormigón.....	232



§ III.—Cimientos directos de cajones con fondo.

Cajones metálicos con fondo (Bilbao, Valencia).....	234
Cajones de hormigón con fondo (Barcelona).....	238

§ IV.—Cimientos con cajones de hormigón armado.

En muelles (Huelva, Santa Cruz de Tenerife).....	241
En diques rompeolas (Musel-Gijón).....	245
En diques de carena (Cádiz).....	248
En profundidades excepcionales (Lisboa).....	252
Lanzamiento de los cajones con fondo, flotables.....	255

CAPITULO XI

CIMENTACIONES INDIRECTAS SOBRE PILOTAJE
O PILARES

Cimentaciones indirectas.....	257
Pilotajes y cajones con fondo.—Pilotajes y hormigón.....	259
Pilotajes en terrenos fangosos.....	262
Palizadas metálicas.....	265
Palizadas de hormigón armado.....	266
Cimientos sobre pilares aislados.....	267
Conclusiones	269

CAPITULO XII

CIMENTACIONES POR TRANSFORMACION DEL SUELO

§ I.—Por sustitución del suelo.

Con colchón de arena y escollera.....	271
Con colchones de arena y cajones de hormigón armado.....	274
Con enfajinados.....	276
Con plataformas de hormigón armado.....	277

§ II.—Por petrificación del suelo con inyecciones de cemento.

Con inyecciones de cemento.....	278
Con inyecciones de lechadas de cemento o mortero.—Recalzos de cimientos	279
Cimientos completos.....	281
Consolidación de pedráplenes.—Saneamiento de terrenos fangosos...	282
Dosificación de los morteros.....	284
Conclusión	285



§ III.—Por defensa del lecho.

Con escollera.....	286
Con gaviones.....	288
Con zampeados de fábrica u hormigón armado.....	289

§ IV.—Por compresión del terreno.

Sistema "Compressol".....	291
Por inyecciones de arena.....	293

§ V.—Por congelación del suelo..... 294

§ VI.—Por saneamiento del suelo..... 295

CAPITULO XIII

DEFENSAS, REPARACIONES Y ENSANCHES DE CIMIENTOS

§ I.—Defensa de los cimientos.

Defensas con escolleras.....	300
Defensas con fajinas.—Defensas con gaviones.....	300
Con rastrillos.....	302

§ II.—Reparaciones de cimientos.

Reparaciones con hormigones sumergidos.....	305
Reparaciones con aire comprimido.....	306
Reparaciones con ataguías de tablestacas metálicas.....	307
Reparaciones con ataguías-cajones de hormigón armado.....	308
Reparaciones con inyecciones de cemento o mortero.....	310

§ III.—Ensanches de cimientos..... 310

TERCERA PARTE

PROYECTOS DE CIMIENTOS

CAPITULO XIV

COMPARACIONES Y COSTE DE LOS CIMIENTOS

Factores que deben tenerse en cuenta.....	317
En terrenos firmes y próximos.—Terrenos firmes bajo aluviones de profundidades variables.....	319



	Páginas
Problema de las presiones sobre el terreno.....	320
Problema de las socavaciones.....	321
Por agotamientos.—Con pozos o cajones de hormigón.....	322
Con cajones flotantes con fondo.—Dragados.....	323
Cimientos por aire comprimido.....	324
Profundidades de los cimientos con cajones hincados.—Cimentaciones directas sumergidas.....	325
Cimentaciones indirectas sobre pilotaje.....	326
Cimentación en terrenos fangosos indefinidos.....	327
Cimentaciones especiales.—Sistemas de ejecución: por administración o por contrata.....	328

CAPITULO XV

CALCULO DE LOS CIMIENTOS DE PILOTAJES

Inexactitudes del cálculo.....	331
Reacciones del terreno en la hinca de pilotes.....	332
Carga de los pilotes.—Fórmulas para pilotes apoyándose en terreno firme	333
Fórmula holandesa para terrenos compresibles.....	334
Longitudes de los pilotes.....	335
Fórmulas de Benabeng.....	336
Comprobación de un pilotaje de hormigón armado.....	339

CAPITULO XVI

CAUCULO DE LOS CAJONES DE HORMIGON ARMADO PARA AIRE COMPRIMIDO

§ I.—Consideraciones generales.....	351
§ II.—Cálculo de los cajones para el puente sobre el Montesa Menor, en Játiba.....	353
§ III.—Cálculo de los cajones de cimentación para el puente de San Telmo, sobre el Guadalquivir, en Sevilla.....	356
Resistencia de la cámara al final de la hinca.....	357
Resistencia de la estructura durante la flotación.....	359
Estabilidad del harco durante la flotación.....	361



PRIMERA PARTE

GENERALIDADES Y ELEMENTOS

- CAPÍTULO I.—Importancia de los cimientos.
- CAPÍTULO II.—Estudio del terreno.
- CAPÍTULO III.—Reseña de los procedimientos de cimentación.
- CAPÍTULO IV.—Tipos de pilotes y tablestacas.
- CAPÍTULO V.—Hinca de pilotes y tablestacas.
- CAPÍTULO VI.—Tipos de ataguías.
- CAPÍTULO VII.—Material para la ejecución de los cimientos.



99M199 PART 1

CONTINUED Y 670044-130

CAPÍTULO I

IMPORTANCIA DE LOS CIMIENTOS ⁽¹⁾

Cimientos de un edificio.—Cimientos de las obras fluviales o marítimas.—El agua es la mayor dificultad de los cimientos.—Cimientos en terreno firme. Importancia que debe darse a los cimientos.—Ventajas de las soluciones económicas.—Problema de la cimentación.—Cálculo de las presiones máximas.—Variación de la presión en los cimientos.—Importancia del estudio del terreno.

Cimientos de un edificio.—Se llama cimiento de un edificio la base de la obra construida por debajo del terreno natural.

Los cimientos de los edificios tienen por objeto sustraer su base a las degradaciones de la intemperie, alcanzando al mismo tiempo una capa de terreno adecuado, para repartir convenientemente sobre él las presiones máximas a que esté sometida la construcción.

Cimientos de las obras fluviales o marítimas.—Cuando se trata de puentes, muelles y, en general, de obras en ríos o mares de nivel variable, el cimiento comprende la parte de la construcción que ha de quedar *constantemente sumergida* por las aguas más bajas.

En estas obras, el cimiento no sólo debe repartir las presiones

(1) Muchos ingenieros emplean la palabra "fundación"; pero es un galicismo inútil, ya que hay palabra castellana.



máximas sobre un terreno conveniente, sino que debe profundizarse o prepararse, al menos, para resistir a las socavaciones a que pueda estar sometido el lecho del río o del mar, por efecto de las corrientes que en su pie produzcan las mayores avenidas o los más violentos temporales.

El agua es la mayor dificultad de un cimiento.—Esta última condición de *insocavabilidad* que debe tener el cimiento de una obra hidráulica obliga, pues, a precauciones y a procedimientos diferentes de cimentación de los empleados comúnmente en los edificios.

En puentes y muelles, el agua es la principal dificultad de la construcción de un cimiento, no solamente cuando su corriente es apenas perceptible, sino, y sobre todo, cuando se eleva su nivel y aumenta su velocidad.

Pero es, además, el agua una gran dificultad cuando hay que cimentar, como es muy frecuente, en terrenos permeables, como son las arenas y gravas, pues las corrientes subálveas invaden las excavaciones y entorpecen los trabajos.

Hay que luchar, pues, contra el agua durante la construcción; pero, además, hay que precaverse contra las socavaciones que alrededor del cimiento se producirán, por efecto de los aumentos de velocidad en avenidas o en temporales, puesto que las obras deben resistir a esta contingencia inevitable y frecuente.

En cambio, los cimientos de los edificios pueden construirse generalmente en seco y, una vez terminados, no hay para ellos peligro de socavación. Sin embargo, en los edificios aislados y en las poblaciones situadas al borde o en las márgenes de los ríos, cuyos lechos sean aluviones permeables, podrán existir también corrientes subálveas que perturben la ejecución de los cimientos.

Cimientos en terreno firme.—Es muy vulgar la frase de que *debe cimentarse en terreno firme*, entendiéndose por tal las rocas o, por lo menos, las arcillas compactas y duras.

Y puede que haya aún Ingenieros y Arquitectos que, obsesionados por esta frase tradicional, no vacilen en gastar sumas enormes para *ir a buscar el firme* a grandes profundidades.

Es un error lamentable y un dispendio inútil, ya que con cier-



tos procedimientos de fundación más económicos pueden conseguirse análogas garantías de resistencia y duración.

Claro es que la cimentación en roca es siempre la ideal; pero no debe perseguirse sino cuando la diferencia de coste con otros sistemas no resulta muy elevada.

Hay obras monumentales, puentes de gran luz y peso, cimentados en arena, y hasta en fango, que no han sufrido en varios siglos el menor asiento.

Un buen cimiento no depende, pues, solamente, de un buen terreno: exige un buen sistema de cimentación.

Importancia que debe darse a los cimientos.—De la estabilidad y duración del cimiento, que es la base de la obra, depende la permanencia de la construcción.

No quiere esto decir que siempre tengan que cimentarse las obras *a todo evento*, precaviéndose contra las más remotas contingencias.

Tal criterio, adoptado, sin embargo, por Ingenieros temerosos de responsabilidad, conduce a veces a un gasto en los cimientos muy superior a la importancia y utilidad de las obras. Tan absurdo sería construir un edificio monumental o una obra de gran necesidad sobre un cimiento precario, como emplear costosos sistemas de cimentación para una construcción de escasa importancia.

Cada obra debe tener *el cimiento que se merezca*, y el Ingeniero no debe vacilar a veces en reducir el coste de los cimientos, aun a trueque de exponerse a la ruina de la obra, si con ello no se produce un perjuicio irremediable.

Un puente de camino vecinal, un muelle provisional, por ejemplo, no requieren tantas garantías de solidez y estabilidad como un viaducto de ferrocarril de una línea general o la presa de un pantano, cuyos derrumbamientos pudieran ser catastróficos.

El crédito profesional de un técnico no queda empañado por el consciente peligro de una obra sometida a inevitables y previstas contingencias, sino por una imprudencia temeraria o por su ineptitud evidente.

El Ingeniero que, para evitarse la más remota responsabilidad o molestia, ocasiona a sabiendas un gasto excesivo, comete un verda-

dero abuso de confianza con la Administración, de la que es, no sólo técnico, sino gerente.

Ventajas de las soluciones económicas.—Como en todas las obras, el Ingeniero debe tener en cuenta, no sólo las economías efectivas e inmediatas que puede conseguir, merced a un concienzudo estudio, sino el *interés compuesto* de estas economías, que constituyen un verdadero *fondo de seguro* (1).

Claro es que, tratándose de una obra aislada, las economías obtenidas en ella no pueden constituir un *seguro* contra las contingencias que pudieran presentarse *al poco tiempo de su construcción*.

Pero obsérvese que las obras hidráulicas, donde estas contingencias pueden ocurrir, forman parte de un plan general de obras construídas por el Estado o por grandes Compañías. Las obras se aseguran entonces unas con otras, como hacen las grandes Sociedades de navegación o industriales.

En estos casos se acumulan las economías que en el conjunto de todas las obras se obtienen, lo que equivale a constituir un fondo de seguro, cuyos intereses compuestos permiten subvenir con ventaja a las contingencias aisladas de cualquiera de ellas.

Con el criterio económico que preconizamos, no sólo se ahorran desembolsos inmediatos, sino que las economías realmente obtenidas permiten reconstruir las obras derruídas, aprovechando la experiencia adquirida por la misma contingencia y los perfeccionamientos constantes del arte y ciencia de la construcción, y aun quedará un remanente de importancia, utilizable para otros gastos provechosos.

Problema de la cimentación.—El problema de la cimentación de un edificio o de las pequeñas obras de fábrica (2), en las que no

(1) Con intereses compuestos de 5, 6 y 7 por 100 se duplican los capitales al cabo de 14, 12 y 10 años, respectivamente. Estos capitales se cuadruplican a los 28, 24 y 20 años, y así sucesivamente, alcanzan en pocos años cifras enormes.

(2) Llamamos pequeñas obras de fábrica los caños, tajeas, alcantarillas y pontones, que son las obras de desagüe de luces hasta 0,80 m., 1,00 metros y 9,00 m., respectivamente. Las obras de luces de 10 m. en adelante se llaman puentes.



suele haber socavaciones sensibles, se reduce a repartir las presiones máximas de sus muros y apoyos sobre una superficie tal, que nunca puedan estas presiones determinar asientos de la obra.

Se comprende, por tanto, que no hay dificultad en cimentar una población con edificios de gran altura y peso sobre un suelo de arena, como lo están, por ejemplo, Madrid y San Sebastián. Todo es cuestión de aumentar la superficie de apoyo.

En cambio, el problema se complica y dificulta cuando hay que construir las pilas o estribos de un puente o de un muelle en un lecho de aluvión, fácilmente socavable, porque entonces, además de la resistencia del terreno a la presión, tiene que sustraerse el cimiento a las más violentas socavaciones que puedan producirse.

El estudio de todo cimiento comprende, pues, dos partes esencialmente distintas:

1.^a Cálculo de las presiones máximas a que puede estar sometido el terreno.

2.^a Estudio del terreno, en el suelo y subsuelo, y consiguiente elección del sistema de cimentos.

El cálculo de las presiones es un problema preciso, científico, cuya exactitud sólo depende de la que tengan las hipótesis que la mecánica acepta para la resolución de sus problemas de Estabilidad y Resistencia.

La elección del sistema de cimentación es, en cambio, un problema indeterminado, artístico, por decirlo así, por el gran número de soluciones que permiten resolverlo.

Para acertar, tiene el constructor *artista* que *hacerse cargo de la importancia relativa* de cada uno de los factores que deben influir en cada obra, y que son: economía, estabilidad, resistencia, solidez, conservación, régimen hidráulico y contingencias evitables.

Y una vez en equilibrio estos factores, debe apelar a su buen sentido, si no dispone de experiencia bastante para diagnosticar por apreciación personal.

Cálculo de las presiones máximas.—Como hemos dicho, es un problema concreto, perfectamente determinado por los pesos propios de la obra y las sobrecargas que actúan sobre sus diferentes partes.

En los edificios, basta ubicar los muros, pisos, cubiertas y so-



brecargas para obtener rápidamente las presiones máximas que actúan sobre muros y pilares. Pocos son los casos en que intervienen, o en que haya que tener en cuenta esfuerzos oblicuos, ya sea por empujes de tierras, ya por los efectos del viento.

En obras pequeñas de fábrica no suele tampoco ser necesario calcular las presiones máximas. Las dimensiones que la Estabilidad exige para las pilas y estribos de tajeas, alcantarillas y pontones se bastan por sí solas, generalmente, para repartir presiones muy reducidas sobre los cimientos. Sólo en terrenos casi fangosos es, a veces, preciso ampliar la superficie de apoyo para reducir la presión por centímetro cuadrado a límites admisibles.

En los puentes en que los tramos sólo ejercen en los apoyos y cimientos presiones verticales es también elemental la determinación de las cargas máximas.

Variaciones de presiones en los cimientos.—Pero cuando los puentes están formados por bóvedas, se producen empujes oblicuos en los apoyos y sus cimientos, *que pueden variar de intensidad y hasta de dirección*, según que los arcos estén cargados o no.

Hay que recurrir entonces al estudio mecánico de estas presiones.

Asimismo, en los muros de muelles, sometidos a las variaciones de nivel del agua por el exterior, y a la diferencia de presiones producidas en su interior por el terraplén, según que esté o no mojado, varían sensiblemente las presiones sobre el terreno.

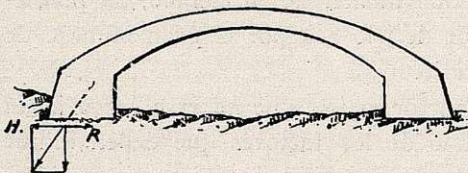


Fig. 1.^a

Igual ocurre en las esclusas de canales, en los diques de carena, en las presas de pantanos y, en general, en todas aquellas obras en que el nivel del agua, que ejerce el esfuerzo principal, es esencialmente variable.

Deben, pues, estudiarse todas estas variaciones de presión para determinar con precisión, no sólo los esfuerzos máximos que pueden producirse, sino la dirección de dichos esfuerzos, que también pueden influir en el sistema y en las dimensiones de los cimientos.

Efectivamente, hay casos como, por ejemplo, en los grandes



puentes en arco de pequeña flecha (fig. 1.^a); en que las componentes horizontales H de los empujes son superiores al rozamiento del cimiento R contra el terreno, y es preciso entonces precaverse contra un posible corrimiento de los apoyos, con disposiciones especiales en los cimientos.

La determinación de estas presiones, que son además variables según las sobrecargas, corresponde a la Mecánica aplicada, y sólo recordaremos la conveniencia de que los esfuerzos máximos, sobre todo en obras hidráulicas, no salgan nunca del número central de los apoyos, para evitar esfuerzos de tensión en las fábricas y subpresiones peligrosas en los cimientos.

Importancia del estudio del terreno.—Pero el problema de la cimentación, ante todo y sobre todo, exige un estudio previo y minucioso del terreno en que ha de apoyarse la obra.

Hay que estudiar, no sólo la superficie a la vista, sino, por decirlo así, *las entrañas del suelo*.

Ocurre a veces que en la superficie el terreno se presenta firme, pero puede serlo sólo en una capa delgada o estar formado por gruesos bloques erráticos, por debajo de los que existan terrenos blandos y socavables.

Otras veces se encuentran en la superficie arenas o fangos, en apariencia de gran espesor, lo que no impide que a profundidades no muy grandes haya una espesa capa de terreno duro.

Frecuente es también que los terrenos varíen de resistencia y socavabilidad en una y otra margen de un río, lo que puede obligar, no sólo a variaciones en el sistema de cimientos de los distintos apoyos, sino hasta en el tipo de tramos o arcos de la obra.

Es, pues, el estudio del terreno en que ha de cimentarse una obra quizá el más importante de todos los problemas que integran su proyecto completo.

En puentes, en muelles, en esclusas, en presas, *los cimientos mandan* casi siempre.

El estudio del terreno en que han de cimentarse esa clase de obras localiza, por decirlo así, las soluciones que conviene adoptar, no sólo por lo que se refiere a la clase de material, sino a la distribución de luces y hasta a la disposición de elementos.

En terrenos blandos, por ejemplo, convienen obras de poco peso

y deben reducirse, si no pueden suprimirse, los empujes oblicuos. Ocurre esto muy singularmente cuando hay que construir una obra en marismas o terrenos fangosos.

En lechos muy socavables es ventajoso reducir el número de apoyos, pues no sólo cada uno de los cimientos y sus defensas resulta caro, sino que cada pila es un foco de remolinos en la corriente, y, por tanto, de socavación.

Cuando el terreno firme está próximo, los cimientos resultan económicos, y no hay inconveniente, en cambio, en multiplicar el número de pilas y en aceptar soluciones con empujes muy oblicuos.

Toda concepción de proyecto debe, pues, ser precedida del estudio minucioso del terreno, del que puede depender la disposición general de la obra.

Veamos cómo deben y pueden estudiarse los terrenos.

CAPÍTULO II

ESTUDIO DEL TERRENO DE CIMENTACION

Ubicación de las obras.—Resistencia de los terrenos.—Experimentos directos de resistencia.—Reconocimientos a cielo abierto.—Sonda ordinaria.—*Sonda Degoussée*.—Partes de que se compone.—Útiles.—Aparatos auxiliares.—Maniobras de un sondeo.—Entubado.—Sondeo.—Accidentes.—Resumen práctico.—*Sonda de diamantes Sullivan*.

Ubicación de las obras (1).—La mayor parte de los edificios debe construirse en solares determinados, y tiene el constructor que cimentar en un terreno obligado.

Lo mismo ocurre en los canales y ferrocarriles, cuyos trazados suelen imponer ubicaciones fijas para las obras de fábrica.

No así en carreteras y, sobre todo, en caminos vecinales, cuyos trazados horizontales tienen más flexibilidad, lo que permite frecuentemente escoger ubicaciones favorables para los puentes.

Igual ocurre con las presas, que, exigiendo como primera condición la de impermeabilidad del vaso, obliga a cimentar los muros

(1) Empleamos la palabra "*ubicación*" de preferencia a la de *emplazamiento*, más comúnmente usada, porque ésta es un galicismo no admitido por nuestra Academia, que, en cambio, define así la palabra "*ubicar*", "del latín *ubi*, en donde. Estar en determinado espacio o lugar. *Ubicación*, acción o efecto de ubicar". Por lo demás, en Italia y en América del Sur se emplea casi exclusivamente la palabra *ubicación*.



de contención sobre terrenos compactos e impermeables, que es preciso encontrar y escoger.

Pero se ve que es muy frecuente cimentar las obras con el pie forzado de un terreno cualquiera. Hay que estudiarlo.

Resistencias de los terrenos.—La calidad mineralógica del terreno es indiferente para los efectos de la cimentación.

Lo que importa es que el terreno resista a la máxima presión a que pueda estar sometido, que las socavaciones no alcancen los cimientos, y en algunos casos que sea impermeable.

Los terrenos que se presentan, desde el punto de vista de los cimientos, y las presiones a que se les puede *prácticamente* someter, son los siguientes:

	Presiones máxi- mas prácticas
	Kgs. por cm. ²
Fangos muy flúidos.....	0,200
Fangos arenosos.....	0,500
Arenas fangosas.....	1,000
Tierras arenosas.....	2,000
Arenas compactas.....	3,000
Aluviones gruesos en arenas compactas.....	4,000
Arcillas compactas.....	6,000
Rocas blandas.....	10,000
Rocas duras.....	20,000

Estas cifras no son inalterables, pero tienen un coeficiente de seguridad que permite determinar con ellas la superficie de apoyo que ha de tener un cimiento.

Experimentos directos de resistencia.—Sólo en obras de gran importancia, o en terrenos flojos de dudosa o irregular consistencia, será preciso determinar directamente la resistencia de un terreno.

Aunque hay aparatos más o menos complicados (1) que se emplean para ese objeto, tratándose de terrenos flojos el procedimiento más elemental y práctico consiste en disponer un tablero rectangular (fig. 2.^a), apoyado sobre cuatro dados de madera o

(1) En los *Annales des Travaux Publics de Belgique* (febrero, 1906) se describe el aparato que se empleó para fijar la resistencia de unas arcillas sobre las que había que cimentar un muelle de 2 km. sobre el Escalda, en Amberes.



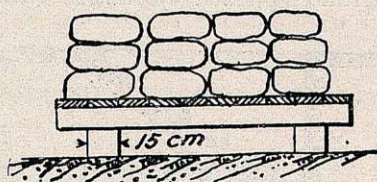
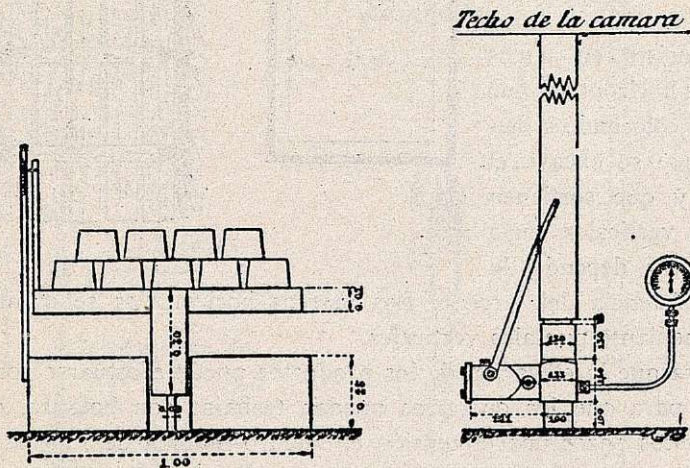
piedra, que se cargan con sacos de arena o cemento o con carriles.

Se miden los asientos de los cuatro dados, a medida que va aumentando la carga, y se estudia la compresibilidad del terreno, lo que permite fijar la presión máxima a que podrá someterse.

Cuando los terrenos son más duros deben emplearse aparatos parecidos a los que sirvieron para determinar la resistencia del terreno en el puente de Saint-Loup (fig. 3.^a).

En el primer aparato, la carga sobre un tablero de madera actuaba sobre un cubo de piedra de 10×10 cm., o sobre un cuadrado de acero de 20 mm. Los asientos se apreciaban en una regla graduada.

El segundo aparato, empleado para determinar la resistencia del terreno en una cámara de trabajo de aire comprimido, era un

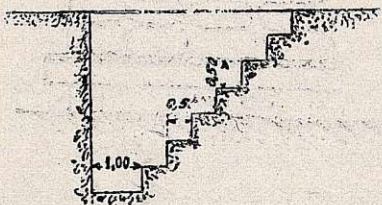
Fig. 2.^aFig. 3.^a

gato hidráulico de 20 toneladas, actuando sobre un cubo de roble de 10 cm. El émbolo se apoyaba contra el techo de la cámara de trabajo.

Pero cuando el terreno aparente no es bueno para cimentar hay que reconocer las capas inferiores.

Según la importancia de las obras, se aplican para ello procedimientos y aparatos diversos.

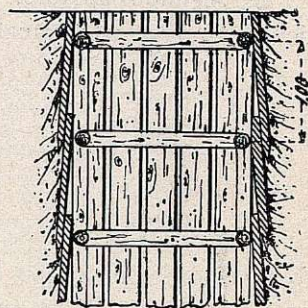
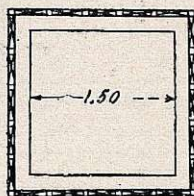
Reconocimiento a cielo abierto.—Si la cohesión del terreno lo permite, pueden ejecutarse excavaciones escalonadas en un talud y verticales en los otros tres costados (fig. 4.^a).

Fig. 4.^a

Los escalones permiten extraer los productos con lanzamientos sucesivos de la pala y bajar al fondo de la excavación para reconocer las capas de terreno.

En arenas, gravas o tierras poco coherentes, es preferible reducir la excavación a un pozo cuadrado cuyos taludes se van sosteniendo con un blindaje de madera que se denomina *entibación*, como, por ejemplo, el representado en la figura 5.^a

Consiste en unos marcos horizontales que se van colocando a medida que se excava el pozo, y que sostienen tablas verticales cuya separación depende de

Fig. 5.^a

la consistencia del terreno. Los marcos horizontales se mantienen fijos mediante puntales verticales.

Para que la elevación de los productos pueda efectuarse con tornos y para que los operarios puedan trabajar con holgura, deben tener estos pozos una dimensión en cuadro mínima de 1,50 m.

Estos pozos permiten reconocer, no sólo la calidad y situación de las capas de terreno, sino su dureza y la cantidad de aguas subálveas.

Para el estudio completo son necesarios varios pozos que permitan dibujar un perfil transversal en el que se representan las diferentes capas inferiores.

Pero los pozos de ensayo resultan caros y, además, sólo pueden

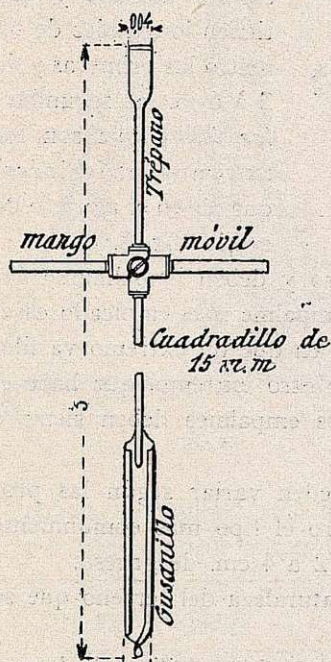
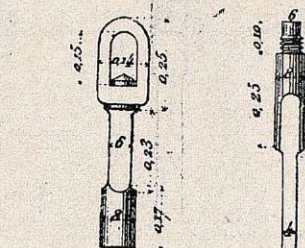


ejecutarse en terrenos que contengan poca agua, a menos de reconocerlos con cajones especiales y poderosos medios de agotamiento.

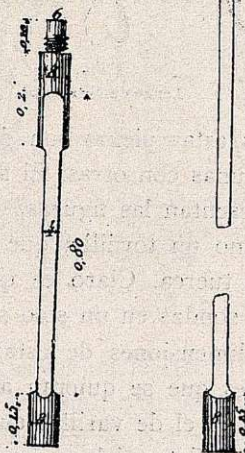
Sonda ordinaria.—Para reconocer el terreno en profundidades inferiores a 4 m. se emplea la sonda ordinaria, también llamada de Palissy (fig. 6.^a).

Se compone de un cuadradillo de acero dulce de 15 a 20 mm. de lado, que en su parte inferior lleva una media caña terminada en un *gusanillo* que muerde el terreno al imprimir a la sonda un movimiento de rotación mediante un mango móvil.

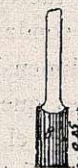
Cuando se encuentran margas o rocas más duras se invierte el aparato, continuando el sondeo con la otra

Fig. 6.^a Sonda de Palissy.

A.-Cabeza de sonda



B.-Alargadera



C.-Varilla

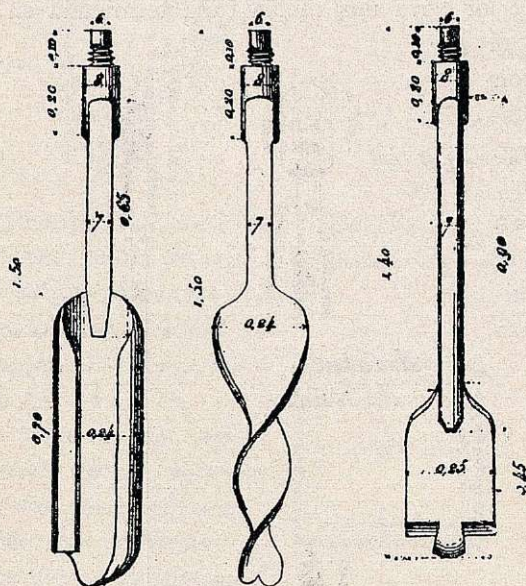
Fig. 7.^a Sonda de Degoussée.

punta, que lleva un *trepano*, que se abre camino por percusión, dando un pequeño giro de $\frac{1}{8}$ de círculo a cada golpe, de igual manera que con los barrenos ordinarios.

Sonda Degoussée.—Para reconocer profundidades superiores a 4 m. es preciso recurrir a otros aparatos, entre los que describiremos la sonda Degoussée, que se ha empleado en gran número de

sondeos, y con el que pueden alcanzarse profundidades de 20 y hasta 30 m.

Partes de que se compone: La cabeza, de la que se suspende la sonda (fig. 7.^a, A); la *alargadera* y las *varillas* (B y C), que se añaden a medida que el sondeo avanza, y que tienen longitudes de un metro las primeras y de 2 a 6 m. las segundas; los *útiles*, que son los extremos inferiores, que abren el agujero de sonda (fig. 8.^a).



Gusanillo.

Lengua americana.

Trepano.

Todas estas piezas son de buen acero y deben empalmarse fácilmente unas con otras. El sistema de empalme más empleado es el que representan las figuras, que consiste en que un extremo va fileteado como un tornillo, que entra en el otro extremo, que hace el papel de tuerca. Claro es que con estos empalmes deben siempre girar las sondas en un solo sentido.

Las dimensiones de estas piezas pueden variar según las profundidades que se quieran alcanzar; pero el tipo más comúnmente empleado es el de varillas cuadradas de 2 a 4 cm. de grueso.

Útiles.—Estos deben variar con la naturaleza del terreno que se encuentra.

En tierras, arenas y gravillas, basta con el *gusanillo* o la *lengua*

americana (fig. 8.^a), que actúan mordiendo el terreno por el movimiento de giro que se las comunica.

Cuando el terreno es duro se emplean los trepanos, que obran por percusión, si bien haciéndolos girar a cada golpe en $\frac{1}{8}$ ó $\frac{1}{10}$ de circunferencia, análogamente a lo que se hace con la sonda de Palissy.

Aparatos auxiliares.—Si los sondeos no han de exceder de 10 m., basta con disponer una cabria de tres pies (fig. 9.^a), de cuyo vértice se suspende la sonda por una cuerda o cable movido a brazo, con un torno o cabrestante.

Para mayores profundidades, conviene reforzar la cabria, poniéndole

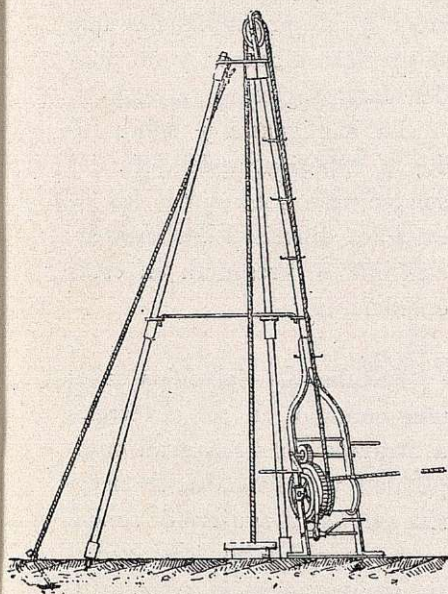
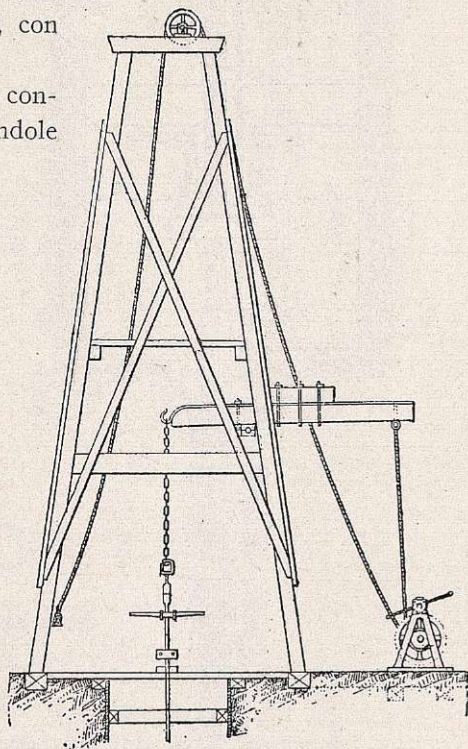
Fig. 9.^a

Fig. 10.

cuatro montantes (fig. 10). En estos casos suele convenir la reducción del sondeo, abriendo un pozo entibado provisionalmente, que se prolonga mientras su excavación resulte fácil y económica y no exija agotamientos.

Este pozo, una vez terminado, se cubre con un tablero de ma-

dera, reforzado en su centro con dos piezas, en las que se deja el hueco necesario para el paso de los empalmes de la sonda.

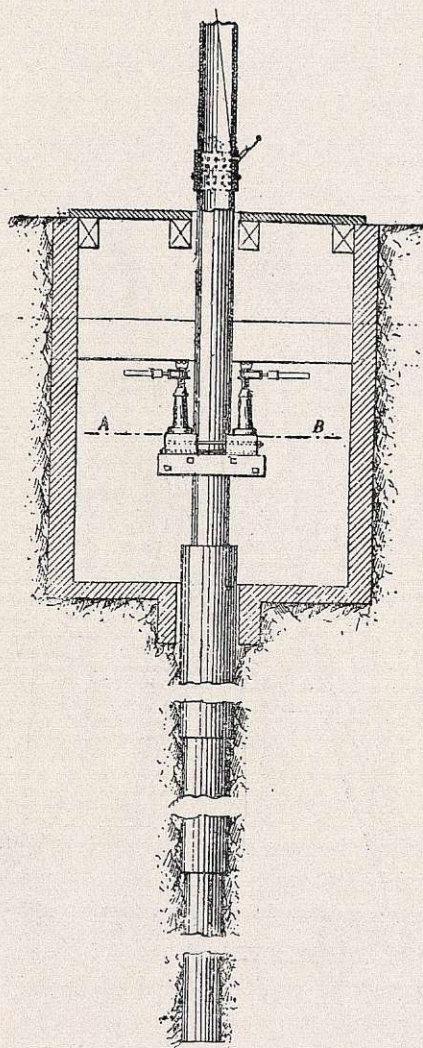


Fig. 11.

centímetros más que las piezas de la sonda.

Estos tubos se empalman entre sí por medio de manguitos con roscas, que se atornillan a los extremos de los tubos, que vienen fileteados de la fábrica.

Cuando la longitud de ésta exceda de 10 m., conviene equilibrar una parte del peso de las varillas, cargando con contrapesos el brazo exterior de la palanca que se ve en la figura 10.

Maniobras de un sondeo.—

Varían éstas sensiblemente con la ubicación del sondeo, la cantidad de agua, la dureza del terreno y las profundidades que se precisan alcanzar, y no pueden darse reglas.

La inteligencia y, sobre todo, la experiencia del jefe del sondeo tiene que resolver las inevitables dificultades e incidencias que se presentan en estas operaciones.

Entubado.—Salvo los casos muy contados en que el terreno a atravesar ofrezca gran compacidad y resistencia, se necesita *entubar* el agujero de sonda.

Se emplean hoy casi exclusivamente tubos de acero estirado, sin soldadura, que se venden en el comercio, y cuyos diámetros interiores tengan 3 ó 4

Se hince el primer tubo en el centro del pozo, dándole la mayor verticalidad posible. Si el terreno es muy flojo, una ligera presión o sobrecarga sobre su extremo superior puede bastar.

Pero, generalmente, hay que oprimir fuertemente, y con objeto de no estropear las roscas de los extremos, es preciso efectuar la hınca de estos tubos mediante el empleo de gatos dispuestos en forma análoga a la figura 11.

Sondeo.—Una vez colocado el primer tubo, se introduce en él

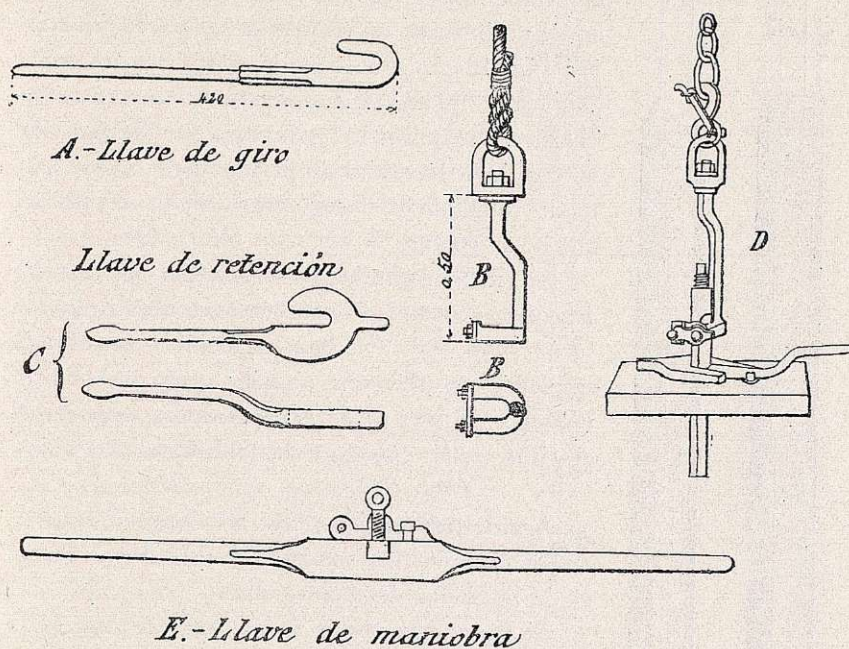


Fig 12.

la sonda terminada con el útil correspondiente a la dureza del terreno, y a medida que el sondeo avanza, se añaden tubos y varillas.

Cuando el terreno exige el empleo del trepano, se hace girar a este brazo por medio de una llave o destornillador (fig. 12, A).

Al cabo de algún avance del útil, es necesario extraer los detritus que se acumulan en el fondo del agujero, retirando la sonda.

A ese efecto, se sustituye la cabeza de sonda por una pieza lla-

mada *pie de cabra*, que se engancha por debajo del ensanchamiento superior (fig. 12, B).

Para desarmar la sonda se sujeta la varilla por la llave de retención (fig. 12, C), que se dispone en la forma representada por la figura 12, D, con una muesca en el tablón para que impida el giro de aquélla.

Se procede entonces a desarmar las varillas, aflojando la cuerda o cadena de suspensión y empleando la llave A, y en caso necesario, si aquél no bastara, se recurre a la *llave de manobra* (fig. 12, E), que coge la sonda por su parte delgada y la sujeta fuertemente con una alda-billa con tornillo, lo que permite, con los dos brazos de la llave, imprimir un fuerte movimiento de rotación y conseguir así el que se destornillen las piezas.

Se extraen entonces los detritus del agujero de sonda por medio de útiles especiales llamados *cucharrillas* (fig. 13), muy parecidos al gusanillo empleado en terrenos blandos, pero que llevan válvulas de bola o de charnela para retener los detritus, y se clasifican las muestras extraídas.

Accidentes.—Entre los accidentes que pueden ocurrir en los sondeos, el más frecuente es el de la rotura de una varilla.

Si fuera ésta por la rosca, puede extraerse la varilla cogiéndola con una *caracola* (fig. 14), que presenta una cavidad donde viene a encajar el vástago de la varilla, cuyo ensanche superior permite el arranque de ésta.

Pero si la varilla rompiera por su vástago, hay que recurrir a la *campana* (fig. 14), que es una terraja cónica que labra un tornillo en el extremo de la varilla, hasta que, mordiendo lo suficiente, se la puede sacar con la parte de sonda que queda en el agujero; la operación es larga y difícil.

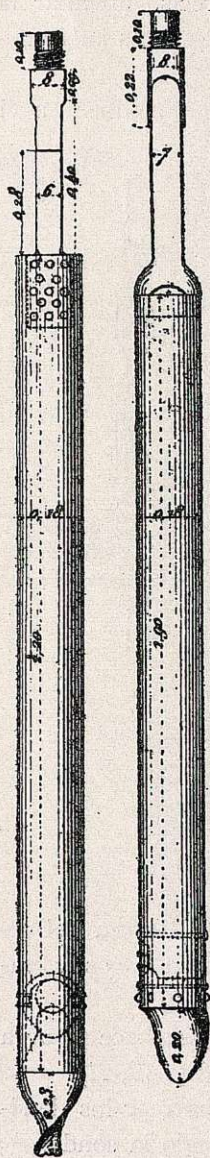


Fig. 13. Cucharrillas.

Cuando se rompe la sonda por el útil es casi imposible extraer la parte que queda. A veces pueden triturarse los pedazos y se incrustan éstos en las paredes del agujero; también puede disolverse el hierro con ácidos; por último, en América se ha empleado un poderoso electroimán.

Resumen práctico.—Aunque en apariencia sencillo, el manejo de esta sonda exige un capataz práctico e inteligente, si el Ingeniero no ha de permanecer casi constantemente para dirigir las operaciones.

Aun así, en terrenos de aluviones variables, los testigos, que salen en polvo, no dan siempre idea exacta de su composición. Con frecuencia hemos encontrado terrenos diferentes a los que habían hecho suponer los sondeos practicados con el aparato Degoussée.

Así es que, cuando se trata de cimientos corrientes, en los que la composición del terreno tenga escasa influencia sobre su coste, suele bastar la hincada de un carril biselado para formarse una idea de la dureza del subsuelo y de la profundidad del terreno firme.

En cambio, si ha de construirse una obra importante con cimientos delicados y costosos, como son las grandes presas o los puentes importantes, es preferible recurrir a las sondas llamadas de diamante, entre las que describiremos la empleada en España por el Servicio Central Hidráulico, que para ciertas obras públicas facilita el material y personal experimentado de que dispone.

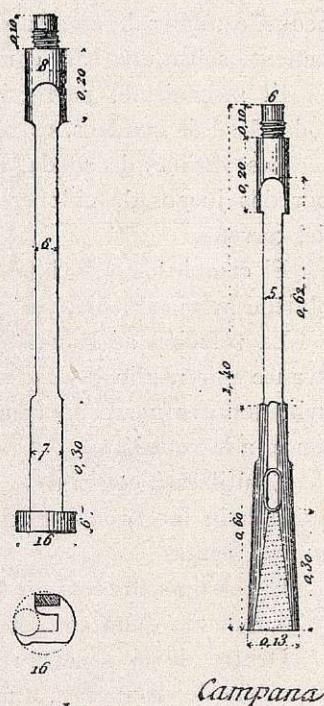


Fig. 14.

Sonda de diamante Sullivan (1).—No describiremos aquí la multitud de aparatos que se fabrican para las explotaciones mineras y petrolíferas que permiten alcanzar profundidades de más de 1.000 m.

Citaremos únicamente el tipo Bravo, que es el aplicable a los sondeos que puedan necesitarse para el estudio de los cimientos de una obra, y que aun así puede penetrar hasta 180 m., cifra muy superior a nuestras necesidades.

Este tipo de sonda puede manejarse a brazo (fig. 15) o con un pequeño motor de esencia de 4 HP., con una bomba acoplada directamente sobre una base común (fig. 16).

El mecanismo, perfeccionado por muchos años de práctica en toda clase de sondeos, es relativamente sencillo.

Las varillas de sonda, que son tubos de acero, giran empujadas por dos juegos de piñones de velocidades distintas, según la dureza del terreno.

El cambio de velocidad, acoplando uno u otro de los piñones, se obtiene moviendo una palanca.

La rotación se transmite por el árbol principal a una tuerca de avance por medio de una fricción por cono de fibra, cuyo patinaje evita todo esfuerzo anormal, cuando las varillas ofrecen gran resistencia a la rotación.

El útil está constituido por el tubo inferior en cuyo extremo va atornillada la corona de diamantes negros fuertemente engarzados en sus dientes.

En el tipo Bravo este tubo tiene 37,5 mm. de diámetro exterior y 24 mm. de diámetro interior.

Dentro de él penetran los cilindros del terreno, recortados por la corona de diamantes, que constituyen los testigos del sondeo.

Los seis diamantes que lleva la corona del tipo Bravo pesan de 7 a 8 carats; son diamantes bastos y relativamente económicos; se desgastan muy poco y se pierden rara vez.

Ofrece esta sonda las ventajas siguientes sobre la de Degoussée:

a), que extrae constante y automáticamente testigos limpios y cilíndricos, de 24 mm. de diámetro, fáciles de clasificar.

b), que en los terrenos más duros, los diamantes negros, sólida-

(1) Esta antigua casa americana tiene su representante en Madrid, Bárbara de Braganza, 10.



mente engarzados en la corona del tubo perforador, se abren fácil y rápido camino, sin desgaste sensible de los diamantes.

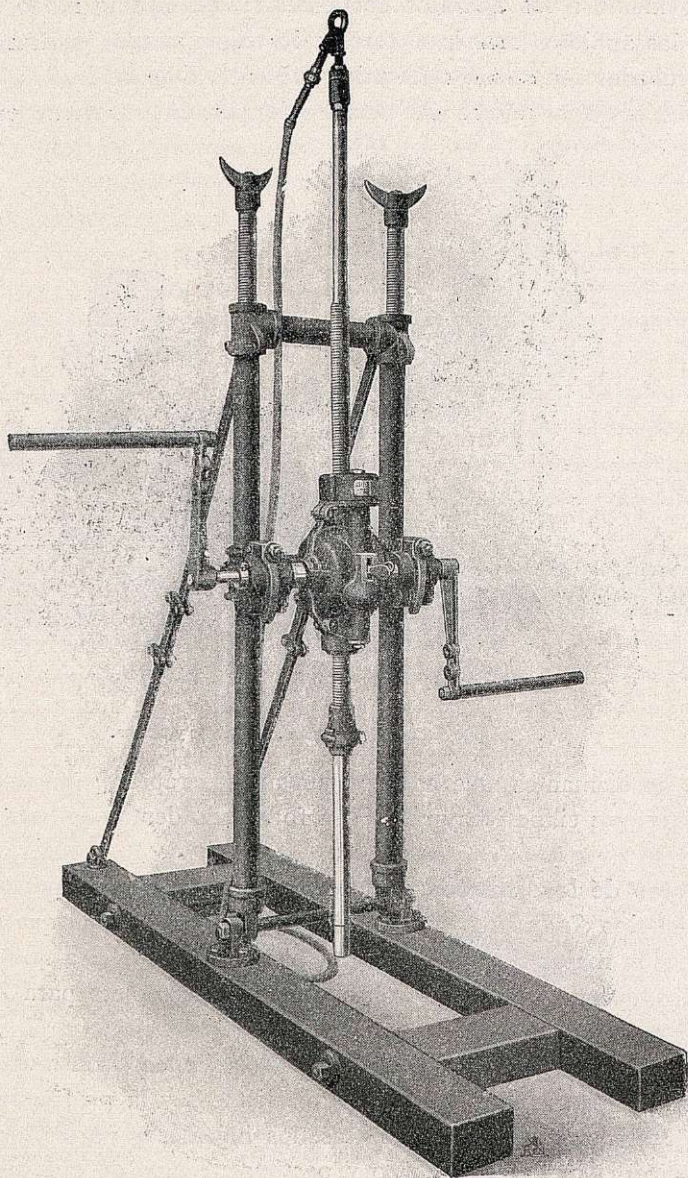


Fig. 15. Sonda de diamante Sullivan, tipo Bravo.



c), que no exige andamios ni cabrias complicadas.

En terrenos blandos puede hincarse esta sonda por percusión, análogamente a los aparatos corrientes, y del mismo modo se entuban los agujeros cuando el terreno lo exige, aunque en esta sonda los entubados son menos necesarios que en la Degoussée.

En cuanto la dureza del terreno lo permite, conviene emplear

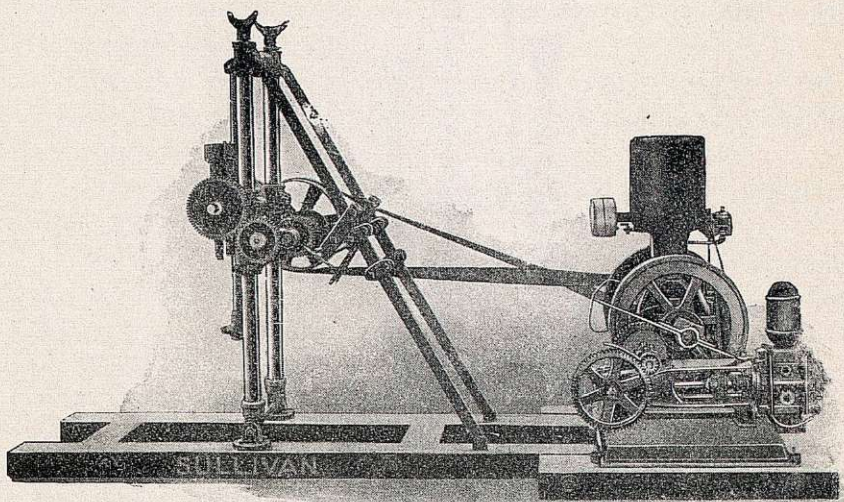


Fig. 16. Sonda *Sullivan*, tipo *Bravo*, con motor y bomba.

el útil de diamantes, que consigue un avance rápido y la obtención de los testigos cilíndricos que se van formando dentro del tubo.

Gastos de los sondeos.—El precio total de un equipo de sondeos del tipo *Sullivan Bravo*, movido a brazo, que es el que parece haber dado mejor resultado, resulta puesto en España a 40.000 pesetas, incluyendo diamantes, tubos y material completo para 75 metros de profundidad.

Respecto a los gastos que ocasionan los sondeos, son muy variables, según los terrenos, el número de sondeos y la profundidad de éstos. Tratándose de obras públicas, los ingenieros pueden solicitar el auxilio del material moderno y personal técnico de que disponen los servicios hidráulicos del Estado, no teniendo que abonar sino los gastos de viaje, transportes, jornales de maquinistas, indemni-

zaciones del personal y reparación de piezas, con lo que el gasto total se reduce algún tanto (1).

No serán muy inferiores a estos gastos los que ocasione la sonda Degoussée, que, como hemos dicho, no ofrece las ventajas de rapidez y seguridad que se obtienen con la sonda de diamantes.

En terrenos duros, el precio por metro lineal de los sondeos puede subir a 100 pesetas, y alcanza a veces 200 pesetas en algunas pudingas.

Pero estos precios dependen en gran parte de la práctica e inteligencia del mecánico que dirija el sondeo.

Aunque el manejo de estos aparatos es relativamente fácil, y que en una obra o servicio que exija muchos y frecuentes sondeos pudiera convenir la adquisición de un equipo de sondeo completo, y manejarlo por administración, en la mayor parte de los casos, si no pudiera apelarse al concurso del material y técnicos del Estado, será preferible encomendar los sondeos a casas especialistas, como las que hay ya en España dedicadas a estos trabajos, que disponen del personal experimentado que es indispensable para el eficaz rendimiento de la sonda.

No detallamos aquí los accidentes que con la sonda *Sullivan* pueden ocurrir, y que encarecen a veces el trabajo, pues aunque son menos frecuentes que con la sonda Degoussée, dependen de muchas circunstancias largas de enumerar, que sólo la experiencia permite evitar o resolver.

Conclusión.—No debe, sin embargo, creerse que los sondeos, por

(1) Nuestra Dirección de Obras públicas, muy acertadamente, ha organizado una Jefatura de Sondeos, que centraliza todo el material, que en la actualidad es de 25 trenes de sondas, de los cuales 11 trenes tipo Bravo, movidos a mano, y los restantes movidos a vapor, sistema Crelius, con fuerza de 4 a 9 HP. El año 1929 realizó esta Jefatura unos 6.000 metros lineales de sondeos, con costes comprendidos entre 18 y 90 pesetas por metro lineal de sondeo, según la dureza del terreno y las profundidades, si bien no teniendo en cuenta ni los gastos generales de la Jefatura, ni la amortización de la maquinaria.

En la Revista de Obras públicas de 15 de abril de 1926, comentamos, con el título *Importancia de los sondeos*, una nota del Ingeniero D. Alejandro Mendizábal sobre los sondeos por él practicados para cuatro puentes del ferrocarril de Vitoria a Estella, que detalla sus incidentes y la forma de apuntar gráfica y numéricamente sus resultados.



muy numerosos y profundos que se hagan, permitirán garantizar el conocimiento perfecto del terreno.

Bastan para demostrarlo las incidencias de uno de los cimientos del viaducto de Aguas saladas, cerca de Marsella, cuyas obras fueron dirigidas por el eminente Sejourné.

El proyecto de este viaducto constaba de un arco de 50 metros de luz (fig. 17), apoyado en las rocas dolo-míticas que asomaban en las márgenes, en las que *los sondeos* efectuados acusaban una profundidad indefinida.

Pero al excavar el cimientto de uno de los estribos, se observó que un inmenso bloque que se supuso formaba parte del macizo de roca, estaba separado por una gruesa capa de margas y arcillas (fig. 18), lo que obligó a prolongar el cimiento hasta 22 metros por debajo del nivel del mar, en vez de los 10 metros calculados, y a ensanchar al mismo tiempo todo ese enorme monolito en 5 metros de grueso, ocasionando con ello un considerable suplemento de gasto (figura 19).

Tampoco los sondeos permiten asegurar las condicio-

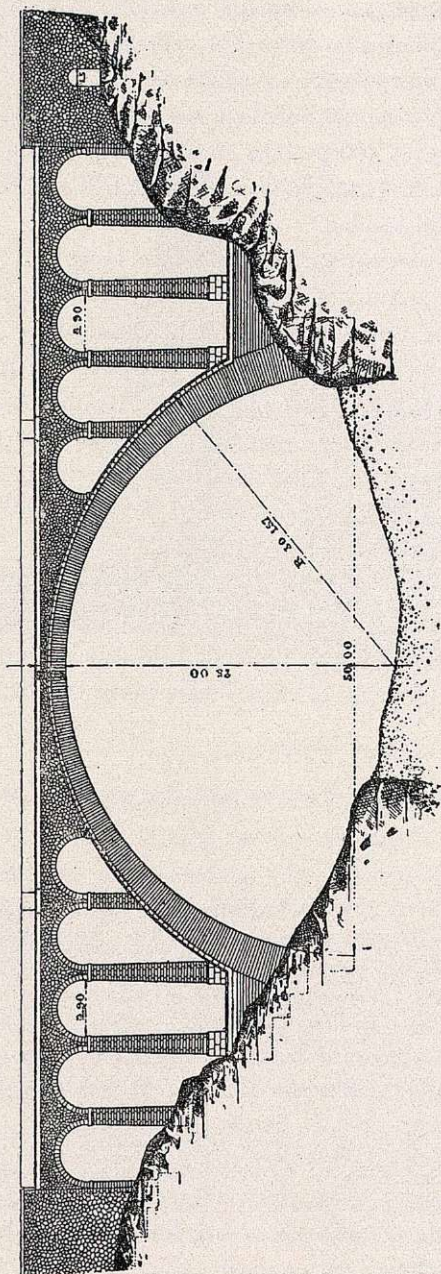


Fig. 17.

nes de impermeabilidad completa en las grandes extensiones que ocupan los embalses de los pantanos y de los diques de carena. Los sondeos pueden acusar un terreno muy duro y resistente, como ocurre en la bahía de Cádiz, y ser aquel fondo impermeable por el efecto de presiones de agua considerables (1), ya sea por la porosidad de la roca, ya por multitud de grietas o por cavernas que escapan a las investigaciones de la sonda, como nos ocurrió en el depósito de agua de Llanes y como sucedió en la presa del Pontón de la Oliva, proyectado por uno de nuestros más esclarecidos ingenieros: don

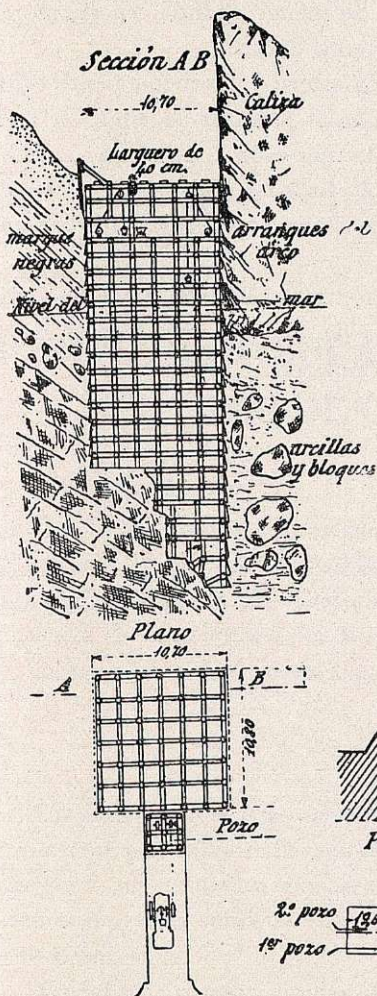


Fig. 18.

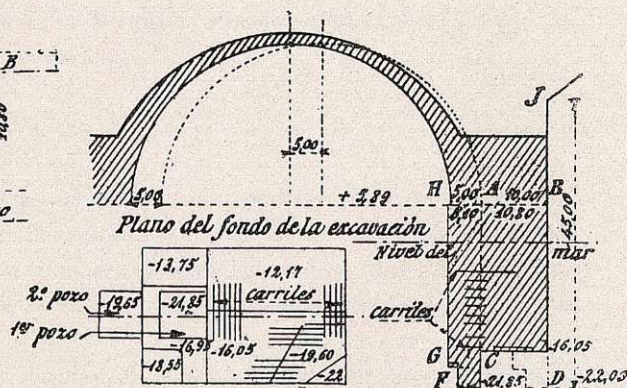


Fig. 19.

Lucio del Valle, que se vaciaron repentinamente, por unas cavernas.

Pero todas estas deficiencias del estudio del subsuelo no disminu-

(1) En el dique de carena de Cádiz, los testigos de los sondeos hicieron creer que el terreno era bastante duro y hasta impermeable, pero los dragados que allí ejecutamos evidenciaron bien pronto que aquel subsuelo era de arena algo arcillosa pero permeable, lo que nos obligó a construir el dique con los cajones de H. A., que se describen en el capítulo X.

yen la utilidad ni la importancia de los sondeos, por lo que debe extenderse su empleo hasta para obras de menor cuantía, en cuanto el terreno en que han de cimentarse ofrezca dudas.

El gasto de los sondeos no es nunca estéril y frecuentemente evita desembolsos cuantiosos, pues que permite afianzar la solución más conveniente para la superestructura de una obra o aconsejar su modificación si el terreno así lo pidiera, ya que, como dijimos en el capítulo I, en los proyectos de puentes, muelles y presas, *los cimientos mandan*.

Los sondeos permiten ver la elección más acertada entre los múltiples procedimientos de cimentación de que dispone hoy el ingeniero, y que vamos a estudiar a continuación.



CAPÍTULO III

RESEÑA HISTORICA DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CIMENTACION

Cimientos directos.—Cimientos sobre escollera.—Cimientos sobre pilotaje.—Ataguías y agotamientos.—Hormigones sumergidos.—Apoyos de fábrica hincados en el terreno.—Cimentaciones por aire comprimido.—Pilotes metálicos de rosca.—Pilotes de hormigón armado.—Cimentaciones especiales. Clasificación de las cimentaciones.

Cimientos directos.—Siempre que podían alcanzar el terreno firme con pequeñas excavaciones ejecutadas en seco, construían los antiguos sus edificios, puentes y muelles, sobre cimientos directamente apoyados sobre la roca o, por lo menos, sobre terrenos duros e incompresibles.

Bastaba para ello limpiar el terreno natural de la capa influida por los agentes atmosféricos y regularizar la superficie de apoyo del cimiento.

Cimientos sobre escollera.—Pero cuando estaban obligados a apoyar los cimientos en terrenos cubiertos por agua, no disponían de otro medio que el de arrojar piedra gruesa en el sitio en que habían de ejecutar la obra, hasta que este macizo, con el talud natural de la piedra arrojada, que necesita ser de 1 por 2 ó 3 de base,

sobresaliera por encima del nivel de las aguas más bajas (fig. 20).

Este procedimiento de cimentación *sobre escollera*, que es el nombre con que se designan los macizos de piedra arrojada a granel, ofrece el gran inconveniente, cuando sirve de apoyo a las pilas o estribos de puentes, de que estrecha sensiblemente el desagüe de los ríos, lo que a su vez determina un aumento de velocidad de la corriente.

Y cuando en época de grandes avenidas esta velocidad es su-

ficiente para arrastrar la escollera, desaparece pronto el cimientó y se derrumba la obra.

Esta ha sido la causa de la ruina de muchos puentes, construídos sólida y costosamente, y la

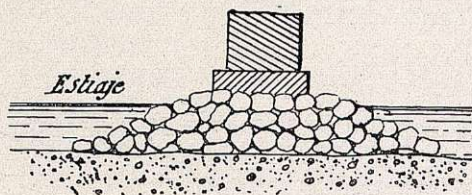


Fig. 20.

razón por la que ya no se emplea este sistema de cimientos sino en las obras de puertos, amoldando entonces el tamaño de las piedras arrojadas a la fuerza de las corrientes o de las olas, según el sitio en que se ejecuten los muelles o diques.

Cimientos sobre pilotaje.—Pero en terrenos muy blandos o socavables y donde, además, la piedra escaseara, no apelaban los antiguos al sistema de cimentación con escollera.

Las tribus lacustres habían enseñado ya a edificar sus chozas sobre largos troncos de madera, que clavaban verticalmente en las márgenes de ríos o lagos, y establecían sus viviendas sobre pisos también de madera, apoyados sobre esos *pilotes*, que así se llaman las estacas aisladas, y a suficiente altura para ponerse al abrigo de hombres y de animales.

Después se utilizaron los pilotes para los cimientos de casas y hasta de enormes monumentos, en terrenos de arena y fango, y así están edificadas Venecia y muchas ciudades de los Países Bajos.

Aplicáronse también estos pilotes para utilizarlos como pilas o, mejor dicho, como palizadas de apoyo, para puentes de madera, y, finalmente, se utilizaron como cimientó de puentes y muelles de piedra, *combinándolos con escollera*.

Los pilotes se hincan entonces hasta el terreno firme, cuando es



posible, y se unen sus cabezas con una plataforma horizontal de madera que se llama *emparrillado*, sobre el cual se levanta la obra (figura 21).

Así están cimentados numerosos puentes y muelles antiguos contruidos en los siglos xv al xviii, entre ellos algunos puentes monumentales en París y Londres, que no han sufrido deterioro.

Los pilotes y el emparrillado de madera *no suelen pudrirse, si permanecen constantemente sumergidos dentro del agua*, por lo que es preciso aserrar los pilotes y sentar el emparrillado por debajo del estiaje.

La escollera se arroja alrededor de los pilotes, que quedan así acunados y defendidos, si bien se precisa reponerla y reforzarla en cuanto se observe su asiento o desaparición.

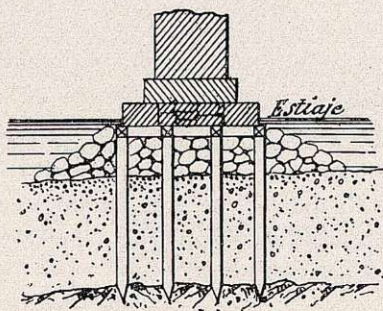


Fig. 21.

Fué un progreso, pues ya los pilotes se bastaban muchas veces para mantener la estabilidad de las pilas, aunque le faltara parte o toda la escollera, pero seguía ésta entorpeciendo el desagüe y provocando remansos y remolinos peligrosos.

Se vió entonces la conveniencia de empotrar lo más posible el cimiento en el lecho de los ríos.

Para ello era necesario excavar en los cauces cubiertos de agua y conseguir que esta excavación quedara en seco.

Ataguías y agotamientos.—Imaginaron entonces los constructores aislar por medio de un recinto impermeable el sitio donde habría de construirse el cimiento y agotar en el interior, para poder, ya en seco, excavar primero y rellenar después, con la fábrica del cimiento.

Este recinto impermeable se llama *atagüa*, y el procedimiento de cimentación es el que se designa con el de *cimentación por agotamientos*.

Se ha empleado en la mayor parte de las obras hidráulicas, durante la primera mitad del siglo xix, y aun se aplica en un gran número de casos.

Son numerosísimos los tipos de ataguías. Desde el más sencillo, consistente en malecones de tierra, hasta dos metros de

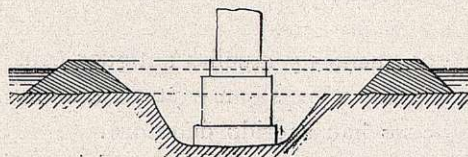


Fig. 22.

altura (fig. 22), hasta los recintos constituidos por cajones de hormigón o paredes de viguetas metálicas de formas especiales (fig. 23), que han permitido el agotamiento con profundidades de más de 40 metros, se han adoptado muchas disposiciones de ataguía, que estudiaremos más adelante.

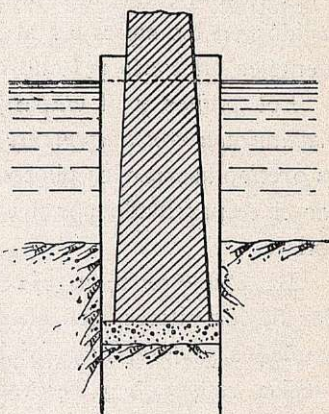


Fig. 23.

Hormigones sumergidos.—Desde el momento en que la fábrica de los cimientos ha de quedar constantemente sumergida, es indispensable emplear morteros hidráulicos.

Conseguido el agotamiento se pueden construir los macizos de

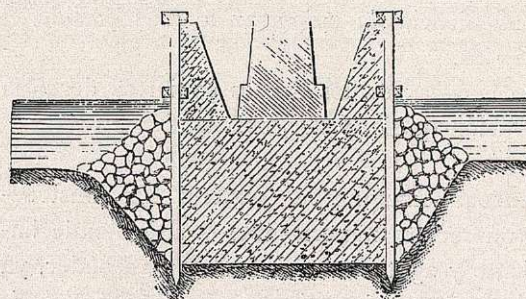


Fig. 24.

los cimientos con fábrica de mampostería; pero se obtiene mayor rapidez de construcción ejecutándolos con hormigón de cemento.

Los gastos de agotamiento suelen ser caros y, sobre, todo, es difícil precisar de antemano su impor-

tancia, que a veces es muy considerable.

Muchos Ingenieros prefieren prescindir de ellos, y lo consiguen excavando por debajo del agua, operación que se llama *dragado*, ya sea por medio de cucharas, de buzos o dragas.

Se construye entonces el cimiento con *hormigón sumergido*, que se contiene y limita, ya por medio de recintos de madera de pilo-

tes y tablestacas, ya con cajones sin fondo. Los primeros consisten (figura 24) en una serie de *pilotes*, unidos con *cepos*, entre los cuales se clavan tablestacas, todo de madera.

Los cajones sin fondo, que suelen ser también de madera, se apoyan simplemente sobre el terreno firme (figura 25).

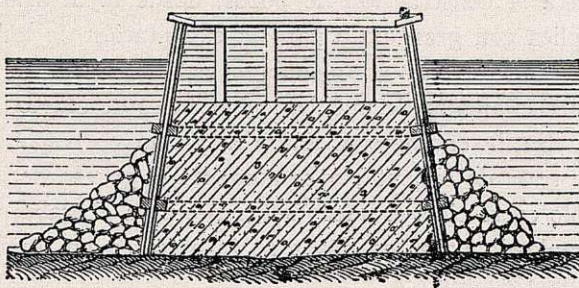


Fig. 25.

Estos cimientos se defienden con escollera. Pero, a pesar de las precauciones y medios auxiliares que se empleen para la ejecución de estos hormigones sumergidos, el agua suele deslavarlos antes de su fraguado y no ofrecen completa garantía de homogeneidad y resistencia.

Apoyos de fábrica hincados en el terreno.—Son muchos los Ingenieros que prefieren otros procedimientos de fundación que permiten ejecutar al aire libre los macizos de cimientos, hincándolos después en el terreno hasta la profundidad conveniente.

El principio es el mismo que ha servido desde tiempo inmemorial en la India para la construcción de pozos en terrenos flojos, y de aquí que suele llamarse *sistema indio*.

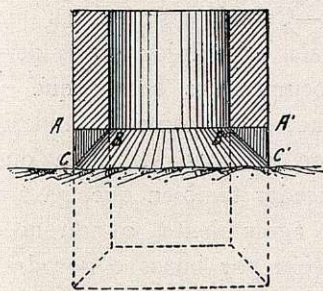


Fig. 26.

Consiste (fig. 26) en colocar sobre el terreno un anillo cortante de madera o hierro $A B C-A' B' C'$, sobre el que se construye en seco un tubo de fábrica de bastante altura y grueso.

Al excavar el terreno natural por debajo del anillo, el peso del tubo lo hace penetrar dentro del terreno.

Cuando la hinc se detiene, debe continuarse elevando la fábrica por la parte superior, y hasta se carga con piedra o carriles, para que el peso total sea bastante a vencer la adherencia lateral del tubo contra las paredes de la excavación.

Si se presenta agua en el fondo, se extrae con bombas, y cuando el agotamiento no puede mantenerse es señal de que el pozo ha alcanzado la profundidad suficiente.

Pues bien; este procedimiento, muy empleado también en España para la construcción de pozos, desde la invasión de los árabes, se aplica con gran éxito para la cimentación de toda clase de obras, y somos muchos los Ingenieros españoles que lo estamos empleando para cimientos de puentes en terrenos de aluvión.

Se da entonces al anillo la planta correspondiente al apoyo que se trata de cimentar y se aumenta el grueso de las paredes, dejando sólo entre ellas el hueco suficiente para el trabajo, con lo que el tubo empleado para los pozos se transforma en un verdadero *cajón sin fondo de fábrica*.

Se agota dentro del cajón, para permitir la excavación en seco, y se prosigue así la hinca del cajón hasta alcanzar con él la profundidad que se desee.

Entonces se rellena el hueco con fábrica, de abajo arriba.

Si el agotamiento no puede mantenerse, puede proseguirse, sin embargo, la hinca, dragando en el interior, con buzos o con dragas, y se rellena después el hueco con hormigón sumergido.

Con este procedimiento se han alcanzado en América (puente de Poughkeepsie) profundidades de 38 m. por debajo de la bajamar, y en Hawkersbury (Australia), 56 m.

Cimentaciones por aire comprimido.—

Cuando los terrenos que hay que atravesar son muy flojos o muy permeables, pueden ocurrir dos cosas: que el agotamiento se hace prácticamente imposible, por la enorme cantidad de agua que afluye, y puede suceder también que, ya sea por la acción del agotamiento, o aun apelando a la excavación por buzos o por dragado, la fluidez del terreno produzca un efecto de *sifonamiento* que hace fluir hacia el tubo o cajón las arenas o fangos laterales.

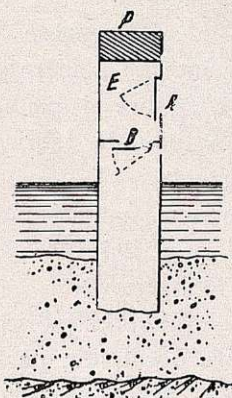


Fig. 27:

Son, pues, estériles los agotamientos y los dragados, y hay entonces que recurrir forzo-

samente al *aire comprimido*, inventado en 1841 por el Ingeniero francés Triger.

En lugar de agotar o dragar, se cierra el tubo por la parte superior, mediante una esclusa *E* (fig. 27), por cuyo intermedio se inyecta aire comprimido dentro del tubo.

El nivel del agua baja entonces hasta el borde inferior del mismo, y los operarios entran en el tubo y *excavan en seco*, por debajo de su borde cortante, para permitir la hinka.

Cuando se ha alcanzado el terreno firme o la profundidad deseada, los mismos obreros, y siempre defendidos por el aire comprimido contra la invasión del agua, proceden al relleno del tubo o del cajón con hormigón hidráulico, hasta que el espesor de éste permite el trabajo al aire libre.

Para la entrada y salida de obreros y materiales, la esclusa lleva dos compuertas *A* y *B*. La primera comunica el interior de la esclusa y del tubo con el aire exterior. La compuerta *B* permite aislar el tubo de la esclusa.

El orden de las operaciones es el siguiente: una vez apoyado el tubo sobre el terreno, cerrada la puerta *B* y abierta la puerta *A*, se inyecta aire comprimido en la parte inferior del tubo.

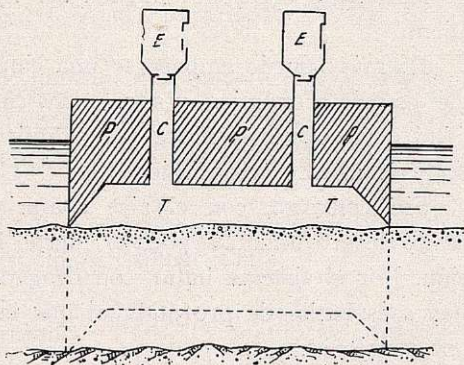


Fig. 28

Cuando la presión de este aire sea superior en una atmósfera a la altura del agua sobre el terreno, es evidente que el nivel del agua dentro del tubo habrá descendido hasta el borde inferior del mismo.

Pueden entonces trabajar en seco los operarios, y entrar en la esclusa, que se incomunica con el exterior cerrando la compuerta *A*.

Se pone la esclusa a la misma presión que el tubo, abriéndose entonces la compuerta *B*, lo que permite el descenso de los obreros a la parte inferior del tubo, donde excavan el terreno, produciéndose la hinka.

Como la presión del aire tiende a levantar el tubo, es preciso

lastrar éste, cargándole con contrapesos *P*, que favorezcan la hinca.

Cuando el cimientó es de gran superficie, en lugar de tubo se emplean cajones con una o varias esclusas (fig. 28).

Se deja en la parte inferior del cajón un espacio libre *TT* de unos 2 m. de altura, que se llama *cámara de trabajo*, en la que los operarios pueden moverse libremente, que comunica con las esclusas *E*, por medio de tubos *CC*, que se llaman *chimeneas*.

Los contrapesos son entonces las mismas fábricas del apoyo *PPP*, *que se van elevando a medida que el cajón penetra en el terreno*.

Los tubos y cajones para el aire comprimido se han construído casi siempre de hierro.

Yo, desde el año 1904, los he ejecutado de hormigón armado, y hoy día creo que no deben ejecutarse de otro material.

Como se ve, *el procedimiento de aire comprimido es sólo una variante del sistema indio*.

Los tubos o cajones pueden ser iguales en uno u otro procedimiento.

Es más: puede empezarse una cimentación por el sistema indio, que es más económico, y sólo en los casos en que se vea la imposibilidad de terminar la hinca que se quiere obtener, es cuando procede recurrir al aire comprimido.

Sin embargo, con el aire comprimido no puede excederse de 30 m. de profundidad, pues el cuerpo humano no resiste mayor presión. Por el sistema indio, con dragados y hormigón sumergido, no hay más límite de profundidad que la adherencia lateral de los tubos o cajones.

Pilotes metálicos de rosca.—El Ingeniero inglés Mitchell imaginó en 1838 facilitar la hinca de los pilotes, que se efectuaba hasta entonces por percusión, haciéndolos penetrar en el terreno por giro, a cuyo efecto disponía una rosca metálica de forma helicoidal en el extremo inferior de un pilote de hierro.

Según la mayor o menor dureza de los terrenos, disminuía el paso de la hélice, aumentando a su vez el diámetro de las roscas (figura 29).

Los pilotes eran de acero redondo y lleno, o tubos de hierro fundido; las roscas, de fundición o acero.

Con esta nueva disposición, que estuvo de moda bastantes años,



se han ejecutado algunos cimientos; pero, sobre todo, se aplicaron los pilotes de rosca para la construcción de un gran número de puentes de pequeños tramos de hierro sobre palizadas metálicas, y para muelles y faros contruídos sobre arena o fangos.

Entre las ejecutadas en España merecen citarse las siguientes construcciones sobre pilotes de rosca:

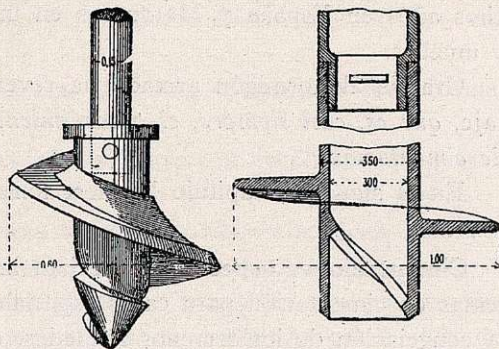


Fig. 29.

Puentes: Sobre el río de las Piedras (Huelva); sobre el río Urola y la regata Irubide, en Zumaya (Guipúzcoa); sobre la ría del Burgo (Coruña); sobre el río Sella, en Ribadesella (Asturias); sobre el río Muga (Gerona), para el ferrocarril de Barcelona a Francia.

Muelles: De Puntales (Cádiz); de Mayagüez (Puerto Rico); de La Coruña; de Villagarcía (Pontevedra); de Portugalete (Bilbao); de Vigo; de Bayona (Pontevedra); de la Rábida (Huelva); del puerto de Huelva.

Faros: De Buda, de la Baña y del Fangar (Tarragona), y torre de señales marítimas de Portugalete (Bilbao) (1).

Pilotes de hormigón armado.—Pero los pilotes de madera se pudren; los de hierro se oxidan, sobre todo en el mar, y ambas causas de destrucción han dado motivo a que los Ingenieros, poco a poco, fueran renunciando al sistema de cimentación por pilotaje.

El desarrollo adquirido en los últimos treinta años por las construcciones de hormigón armado hizo pensar en la conveniencia de utilizar para pilotes el nuevo material, que ni se pudre ni se oxida, y Hennebique demostró bien pronto que los pilotes y tablestacas de hormigón armado podían soportar sin romperse los golpes de un fuerte mazo.

(1) Los detalles de estas obras se describen en el libro del autor *Puentes, muelles y faros económicos sobre palizadas metálicas*, con 31 láminas, con dos ediciones publicadas en 1895 y 1897, agotadas ya.

Desde entonces se ha generalizado en todos los países el empleo de este procedimiento de cimentación, que aplicamos desde hace muchos años en España y Marruecos en un gran número de puentes y muelles.

Gracias al hormigón armado ha reverdecido el sistema de pilotaje, *que es, casi siempre, el procedimiento más rápido y económico de cimentación.*

En el siguiente capítulo los describiremos con detalle.

Cimentaciones especiales.—Se han imaginado otros muchos sistemas de cimentación para casos especiales, como son, por ejemplo, la congelación de los terrenos húmedos, que permite las excavaciones y el relleno de los cimientos en seco, la compresión del suelo por medios mecánicos, la sustitución o petrificación de los lechos de los ríos y otras varias combinaciones ingeniosas y algunas de ellas muy prácticas. Pero los procedimientos indicados evidencian el sin fin de recursos que tiene el constructor para cimentar una obra, y el estudio comparativo que debe hacer entre todos los sistemas aplicables, antes de decidir en cada caso el que más convenga.

Clasificación de las cimentaciones.—Casi todos los autores han subdividido los sistemas de cimentación, según la clase del terreno en que han de ejecutarse, y creemos que estas clasificaciones son *arbitrarias y equivocadas.*

En cualquier terreno se puede cimentar con cualquiera de los procedimientos, salvo cuando se encuentra fácil y rápidamente el terreno firme; pero entonces puede decirse que no hacen falta cimientos, ya que puede construirse la obra directamente.

En fangos, en arenas o gravas y en arcillas, es posible cimentar con agotamientos, con pilotaje, con aire comprimido; pero en cada caso, según *la disposición, el destino y la importancia* de la obra, convendrá emplear *uno de los varios procedimientos de cimentación posibles.*

El estudio del terreno, que, como hemos dicho, es también indispensable, servirá para determinar *las modalidades* y el *coste* de cada uno de los sistemas de cimentación aplicables, y *la comparación económica es la que entonces permitirá resolver el problema definitivamente.*



Creemos, pues, que la más racional clasificación es la siguiente:

CIMENTACIONES DIRECTAS AL AIRE, que comprenden todas las que se hagan en zanjas abiertas, o por medio de tubos y cajones, con o sin agotamientos.

CIMENTACIONES DIRECTAS POR AIRE COMPRIMIDO, ya sean tubulares o con cajones.

CIMENTACIONES DIRECTAS SUMERGIDAS, con escolleras, bloques u hormigón sumergido.

CIMENTACIONES INDIRECTAS SOBRE PILOTES de madera, hierro u hormigón, armado o sin armar, o sobre pilares aislados.

CIMENTACIONES POR TRANSFORMACIÓN DEL SUELO, ya sea por sustitución, petrificación con inyecciones de cemento, por defensa del lecho, por compresión del terreno, por congelación o por saneamiento del suelo.

Pero antes de estudiar con detalle cada uno de estos procedimientos, nos conviene describir los elementos y medios de trabajo que se emplean para estos cimientos, o para su ejecución, como son: tipos de pilotes y tablestacas, hinca de los mismos, tipos de ataguías y material especial para la ejecución de los cimientos; es decir: bombas, dragas, escafandras, aparatos para sumergir el hormigón, esclusas de aire comprimido, etc.



CAPITULO IV

TIPOS DE PILOTES Y TABLESTACAS

PILOTES DE MADERA.—Clase de madera.—Dimensiones.—Preparación.—Azuches.
Cinchos.—Empalmes.—Pilotes de longitud excepcional.

TABLESTACAS DE MADERA.

PILOTES METÁLICOS.—Pilotes macizos de hierro.—Pilotes de rosca de acero.—Pilotes de rosca de fundición.—Pilotes Poggi.

TABLESTACAS METÁLICAS.

PILOTES DE HORMIGÓN ARMADO.—Dimensiones.—Armaduras.—Azuches.—Dosificación del hormigón.—Fabricación.—Pilotes de gran longitud.

PILÁRES DE HORMIGÓN.—Pilotes Simplex.—Pilonos "Compressol".—Pilotes Franki.

TABLESTACAS DE HORMIGÓN ARMADO.

En la reseña de los procedimientos de cimentación expuestos en el capítulo anterior observamos que los pilotes y tablestacas de madera, de hierro o de hormigón armado se emplean corrientemente, ya para los trabajos preparatorios de los cimientos, ya como elementos resistentes y definitivos, a los que se confía la resistencia de los apoyos.

Describiremos los tipos más frecuentemente empleados:

Pilotes de madera.—*Clase de madera.* En obras provisionales se emplean rollizos bien rectos de pino o eucalipto, previamente descortezados.



Cuando se trata de construir recintos, es preferible utilizar maderas de escuadría de sección cuadrada, de pino, generalmente, que conviene contenga aún la mayor proporción de resina, lo que aumenta su resistencia y duración.

Puede emplearse el haya y el olmo, y mejor aún el roble, que es la madera más cara, pero la más imputrescible.

El pino y el roble pueden durar casi indefinidamente en agua dulce, siempre y cuando estén constantemente sumergidos; se pudren rápidamente todas las maderas en cuanto están sometidas a alternativas de humedad y sequedad, aunque se preserven algún tanto pintándolas con alquitranes análogos a los que se emplean en el calafateo de los barcos.

En el mar, sobre todo en el Cantábrico, son fácilmente atacados por un gusano llamado *teredo*, que los destruye rápidamente.

Dimensiones.—Su diámetro o grueso, que varía entre 15 y 35 cm., debe ser función de su longitud.

En terrenos resistentes el diámetro de los pilotes suele ser de $\frac{1}{30}$ de su longitud; en terrenos blandos puede reducirse a $\frac{1}{40}$.

Preparación.—El extremo inferior de los pilotes debe serrarse en forma de pirámide, cuya altura sea de 1,5 a 2 veces el diámetro, según la dureza del terreno. Se corta después la punta, terminándola en otra pequeña pirámide de poca altura y se carboniza ligeramente todo ese extremo del pilote.

La cabeza de los pilotes, que cuando se emplean rollos debe ser la de mayor diámetro, se sierra normalmente a sus fibras.

Azuches.—Pero cuando deben hincarse los pilotes a grandes profundidades es indispensable defender sus puntas con azuches de hierro.

Yo los empleaba casi siempre de fundición (fig. 30, A), que son más económicos, cuando el número de pilotes permite amortizar el molde. Al tiempo de fundir el azuche se le empotra una espiga

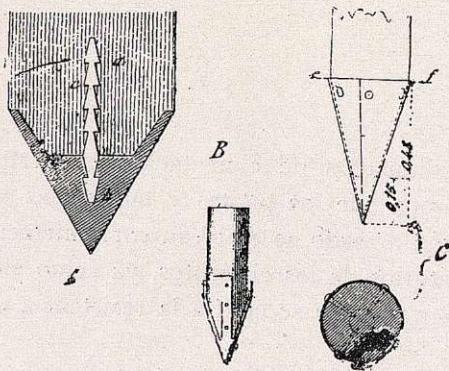


Fig. 30.

con barbilla, que sirve para ceñirle a la madera, penetrando en ella.

Cuando el terreno es muy duro o tiene gruesas piedras que pue-

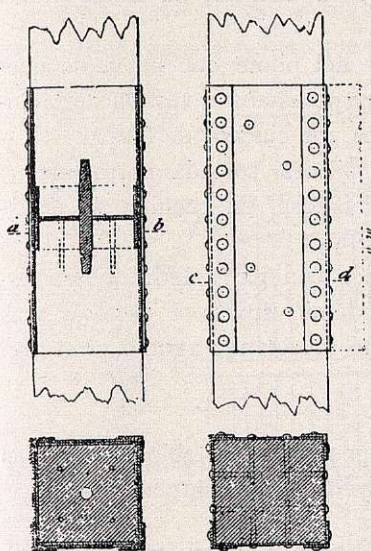


Fig. 31.

den romper las puntas de fundición, pueden hacerse de hierro dulce, en forma de pirámide, provistos de cuatro bridas (fig. 30, B), con sus correspondientes taladros para clavar el azuche; estas bridas se sueldan al bloque piramidal de la punta, que se forja aparte.

Por último, pueden ser estos azuches de palastro (fig. 30, C), arrollando o doblando la chapa en forma de cono o de pirámide, según la forma cilíndrica o cuadrada del pilote.

Antiguamente se roblonaban los bordes de estas chapas. Pero hoy es mucho más rápido y económico soldarlos autógenamente.

Este tipo de azuche, para el que basta chapa de 3 mm. de grueso, es el más económico, y como cumple perfectamente con su cometido, sin las quiebras de la fundición, lo preferimos a los demás.

Cinchos.—La cabeza de los pilotes de madera se rodea de un cincho de hierro, que se coloca en caliente en un rebajo que se practica de antemano; al enfriarse, aprieta las fibras y previene el hendidamiento por los golpes de la maza; de todos modos, la cabeza queda deteriorada en una cierta extensión por los golpes de estas mazas, y se debe serrar una vez terminada la hinca.

Empalmes.—Cuando la longitud de los pilotes es superior a la de las piezas que se encuentran en el comercio, es preciso formarlos con piezas empalmadas. El mejor sistema de empalme es el de Lechallas, que consiste en un manguito de palastro y una espiga clavada en la parte central (fig. 31).

Pilotes de longitud excepcional.—Se han llegado a emplear pilotes hincados 35 m. por debajo del nivel de bajar (1).

(1) Para un andamio destinado a una cimentación por aire comprimido en un puente sobre el Lunfford, ferrocarril del Este de Dinamarca.

Se constituyen con ocho piezas de madera (fig. 32), unidas con pernos, dejando un hueco central destinado a la inyección de agua para facilitar la hinca en el fango.

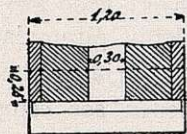


Fig. 32.

La parte inferior del pilote que había de quedar hincada en el terreno estaba revestida de tabloncillos de 10 cm., sujetos por cinchos de hierro.

La punta de los pilotes, cortada normalmente, llevaba, en lugar de azuche, un cuchillo de palastro de 50 cm. de altura.

Se realizó su hincada con gatos hidráulicos, dispuestos sobre un andamio sujeto a dos barcazas acopladas, y se facilitó inyectando agua a gran presión en el hueco central del pilote.

Tablestacas de madera.—Se designan así los tabloncillos o tablas que, hincados en el terreno, constituyen propiamente dicho la pared de los recintos de madera empleados en las cimentaciones, en las que los pilotes actúan como contrafuertes.

Estas paredes de tablestacas son, en general, discontinuas, colocándose entre los pilotes, formando paneles (fig. 33, A).

Pero si sólo se dispone de pilotes rollizos, pueden hincarse por dentro de éstos, formando una pared continua (fig. 33, B).

En ambos casos se enlazan las tablestacas por dos filas de *cepos* (1): la superior, uniéndolas por sus cabezas; la inferior, a la mayor distancia posible, por debajo del nivel de agua.

Las tablestacas tienen de 5 a 10 cm. de grueso y de 20 a 25 cm.

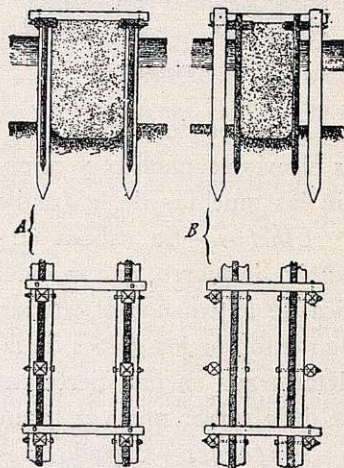


Fig. 33.

(1) Llámense *cepos* dos piezas de madera paralelas y a pequeña distancia, que por medio de pernos aprisionan otras piezas de madera de dirección distinta.

de ancho. Su longitud e hincas suelen ser inferiores a las de los pilotes que las sostienen.

En terrenos flojos se carboniza la punta; cuando el terreno es duro se emplean azuches, que consisten en un fleje de hierro rodeando su punta.

Esta punta se corta generalmente en bisel, para que por efecto

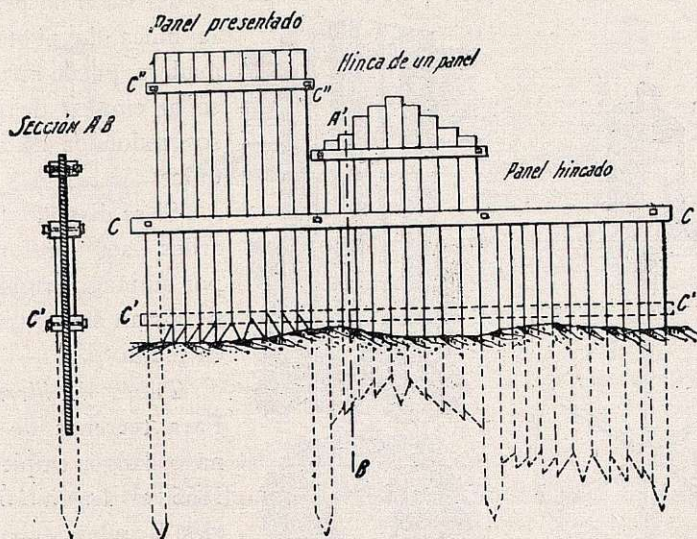


Fig. 34.

de la hincas tiende a apretarse contra la tablestaca anterior. La punta de la tablestaca central es la única que debe biselarse simétricamente.

Para regularizar la hincas de los paneles de tablestacas hay que disponerlos en la forma representada por la figura 34, escalonando la hincas de todas las tablas de un panel, que se efectúa poco a poco, adelantando más las inmediatas a los pilotes y retrasando las centrales, que actúan como claves de los paneles.

Las tablestacas tienen por objeto contener las tierras de una excavación o de una ataguía; así es que se adosan casi siempre a tope, como en la figura 35, A.

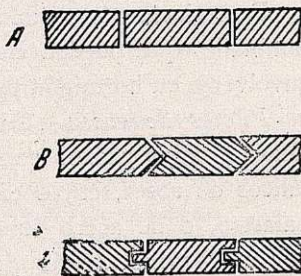


Fig. 35.

Pero cuando se persigue, además, la impermeabilidad del recinto, pueden machihembrarse los tablones, para obtener juntas más estancas, como en *B* o *C*, aunque es muy difícil conseguir un tablas-tacado impermeable, por efecto de las irregularidades de la hinca.

Pilotes metálicos.—*Pilotes macizos de hierro.* Cuando la dureza del suelo no permite

la hinca de pilotes de madera, puede recurrirse al empleo de gruesos redondos de acero dulce.

Si se dispone de carriles, son preferibles por su mayor rigidez, y se cortan sus extremos en punta.

Tubos de hierro.—

Para terrenos de arena o fango, empleó en 1855 el Ingeniero inglés Brunless tubos de fundición, provistos de una zapata de igual material (fig. 36).

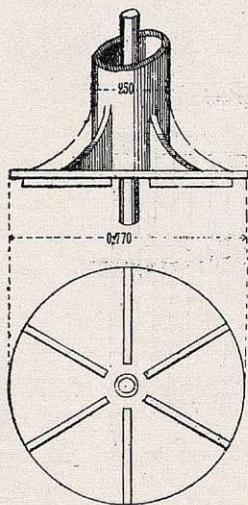


Fig. 36.

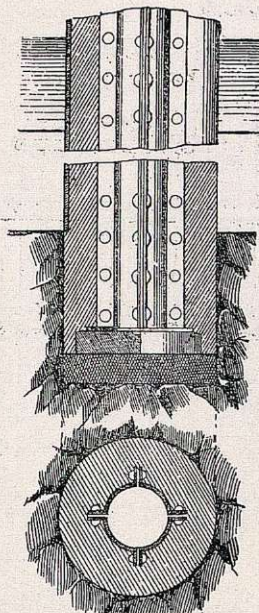


Fig. 37.

La zapata está agujereada en su centro, de manera a permitir el paso del agua a presión, que se inyecta dentro del tubo y socava su base, permitiendo su penetración en el terreno.

Posteriormente se apoyaron algunas obras sobre tubos de acero laminado, que pueden empotrarse en terrenos duros y que pueden envolverse en hormigón para protegerlos contra la oxidación (fig. 37).

Pilotes de rosca.—Como dijimos en el capítulo II, durante el final del siglo pasado se emplearon con gran frecuencia pilotes metálicos de rosca, cuyos extremos llevan una hélice de fundición, de palastro, o de acero fundido, que se hacía penetrar en el terreno por un movimiento de giro, análogamente a como entra un tornillo en la madera.

Ya enumeramos en el capítulo II el gran número de puentes, muelles y faros construidos en España con este sistema de cimentación (1).

Pilotes de rosca de acero (figuras 38, 39 y 40).—Son entonces macizos, generalmente de redondos de acero laminado, algunas veces exagonales, de diámetros comprendidos entre 10 y 20 cm.

Se empotran por sus extremos en roscas de fundición o de

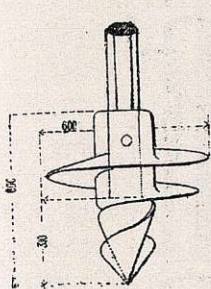


Fig. 38.
Muelle de Portugalete
(Bilbao).

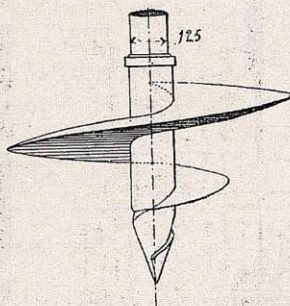


Fig. 39.
Puente sobre el río Muga
(Barcelona).

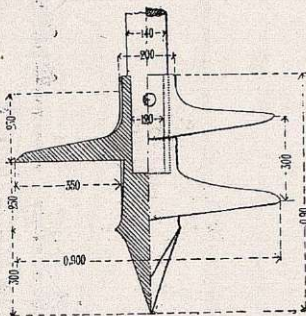


Fig. 40.
Muelle de Vigo.

acero fundido, cuyo paso y diámetro aumentan y disminuyen, respectivamente, con la dureza del terreno en que han de hincarse.

El empalme de estos pilotes y roscas se realiza con cajas y espigas, o con manguitos, sujetos con fuertes clavijas.

Pilotes de fundición.—Es más frecuente construirlos con tubos de hierro fundido. Unas veces, como en los muelles de Huelva (fig. 41), los tubos con diámetros de 20 a 30 cm. van abiertos por su extremo, y las roscas, que han de apoyarse en el fango, alcanzan 1,30 m. de diámetro (2).

En el puente de Ribadesella (fig. 42), proyectado por el autor, la rosca era cónica y de acero fundido, de 0,80 m. de diámetro, pues había de penetrar en arenas muy compactas.

Los empalmes de estos tubos se han hecho algunas veces a en-

(1) Descritos por el autor con detalle en su libro, ya agotado, *Puentes de hierro económicos, muelles y faros sobre palizadas y pilotes metálicos*.

(2) En algunos tubos, como en los del puente de Koenisberg, el diámetro en las roscas ha llegado a 1,60 m. y el de los tubos a 0,80 m.; pero deben considerarse entonces como fundaciones tubulares.

chufe y cordón, sujetos con una clavija; pero como han de estar sometidos en su hinc a fuertes torsiones, es preferible enchufarlos con bridas y tornillos.

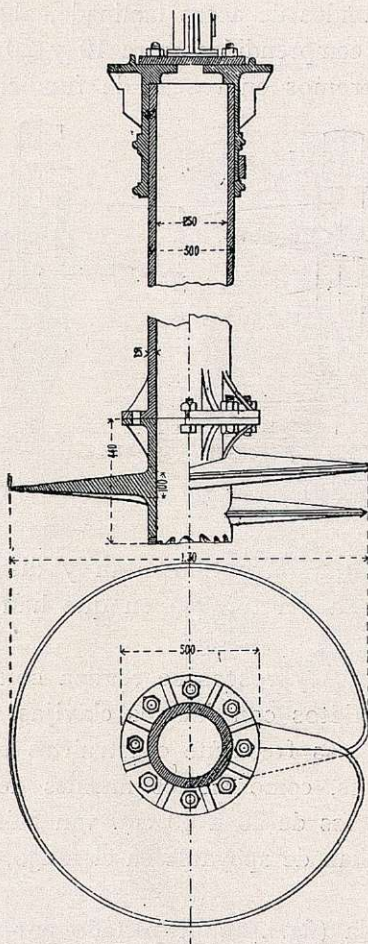


Fig. 41.
Muelle de Huelva.

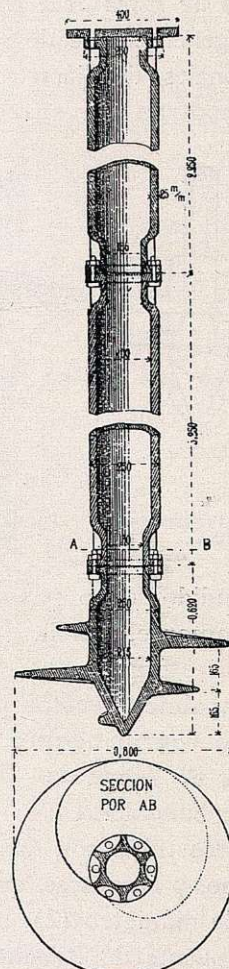


Fig. 42.
Puente de Ribadesella.

Con objeto de que las bridas, al sobresalir del tubo, no constituyan una resistencia para la hinc, hemos preferido proyectar los extremos de los tubos con un suave entrante, como se ve en el pilote del puente de Ribadesella (fig. 42), que permite el atornillado de las bridas de empalme, sin ofrecer saliente sensible sobre el tubo.

Estos pilotes, ya sean de acero o fundición, se han empleado, no sólo como cimiento, sino como apoyo directo en forma de palizadas de tramos de puente o tableros de muelle. En el capítulo XI nos extenderemos sobre sus aplicaciones.

Pilotes Poggi.—El Ingeniero italiano Poggi ha empleado algunas veces unos pilotes de fundición (fig. 43), con hélices de gran paso, que permitían su hinca por percusión, con los martinets ordinarios.

A pesar de la originalidad de este sistema, que ofrece alguna ventaja para la hinca en terreno de aluviones gruesos, no parecen haberse desarrollado sus aplicaciones.

Bien es verdad que desde que se emplean pilotes de hormigón armado, que son mucho más baratos que los metálicos, el empleo de éstos ha quedado reducido a un número contadísimo de cimientos.

Tablestacas metálicas.—Son también muy numerosas las disposiciones imaginadas por los constructores para constituir recintos con tablestacas metálicas, que comenzaron a emplearse en los Estados Unidos y se han generalizado bastante en Europa, sobre todo después de la guerra (1).

(1) En España se han empleado para la cimentación de varias obras, entre otras, de una presa en el Guadalquivir, y para los varaderos de la Unión Naval de Levante, en Valencia.

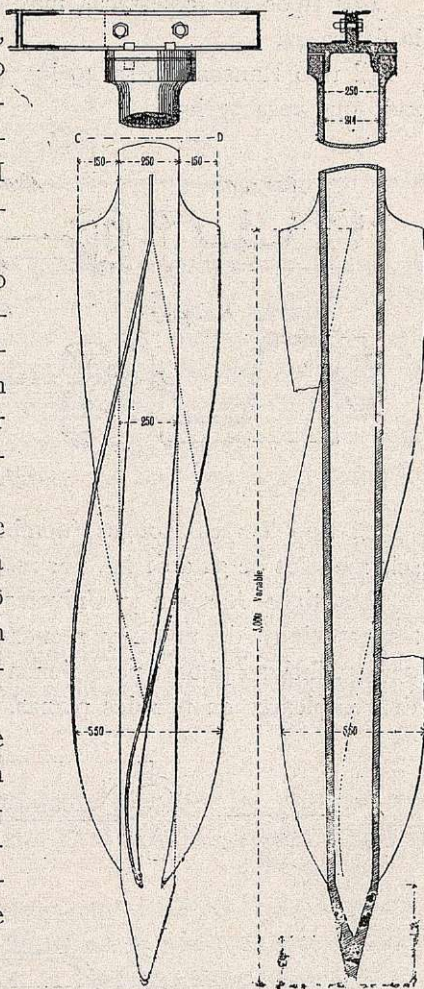


Fig. 43.
Pilotes Poggi.

Los tipos de tablestacas más corrientes son los que representa la figura 44.

El tipo Ransome pesa 49 kg. por m. l.; hay otro modelo reforzado que pesa 77 kg.

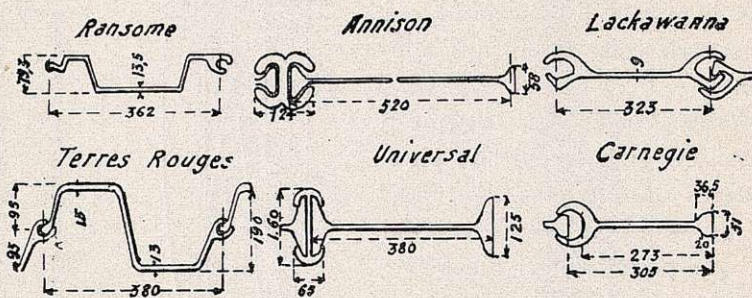


Fig. 44.

El tipo Terres Rouges (nombre de una fábrica francesa) tiene seis modelos de 32 a 61 kg. por m. l.

Los tipos Annison y Universal, compuestos de viguetas y pilotes especiales de unión y refuerzo, pesan, respectivamente, 120 y 93 kg., incluso pilote; pero tienen el inconveniente de que sólo pueden emplearse en paredes planas.

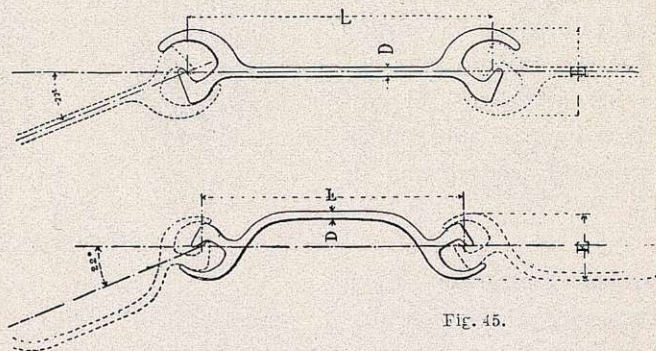


Fig. 45.

El tipo Carnegie, pesa 60 kg.; pero se laminan tablestacas más ligeras, de 16,37, 23,5 y 52 kg. por m. l.

Por último, el tipo Lackwanna, que es el más conocido en España (1), se fabrica con las dimensiones y pesos siguientes (fig. 45):

(1) Fabricado por la Compagnie des forges de la Marine et d'Homecourt, 12, rue de La Rochefoucauld, París.

			Tipo normal fuerte	Tipo normal	Tipo encorvado ligero
Ancho útil.....	L.	en mm.	234	324	250
Espesor.....	D.	id.	12,7	9,5	7
Ancho de la junta.....	E.	id.	94,5	94,5	65,6
Peso por m. l.		en kg.	63,25	57	32
Peso por m. ²		id.	195,3	176	128

Ofrece la ventaja de que sus ganchos permiten tres puntos de contacto, lo que favorece la impermeabilidad, y de que su huelgo consiente un desplazamiento angular de 22° entre dos piezas consecutivas, lo que permite con ellos paredes curvas de radios de 0,63 m. con los tipos ligeros y de 0,83 m. con los tipos fuertes.

La superioridad de estas tablestacas metálicas sobre las de madera obedece a las siguientes ventajas, que son comunes a todos los tipos que acabamos de citar:

1.^a, su rigidez propia, que les permite resistir grandes empujes laterales; 2.^a, la de que pueden utilizarse indefinidamente, arrancarlas después de su empleo en recintos, y, por último, que con ellas se obtiene fácilmente una impermeabilidad casi completa.

Veremos en el capítulo VI sus aplicaciones en la ejecución de cimientos.

Pilotes de hormigón armado.—*Dimensiones.* Se fabrican con gruesos de 20 a 50 cm. y longitudes de 4 a 20 m., generalmente de sección cuadrada.

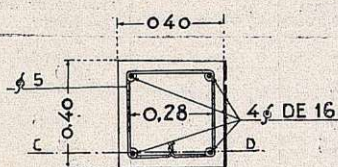
Para fijar las dimensiones transversales de los pilotes pueden tantearse por el cálculo las armaduras necesarias para un cuadrado de 25 cm., si la longitud no excede de 6 m.; de 30 cm., hasta 10 m.; de 35 cm., hasta 12 m.; de 40 cm., hasta 15 m.; de 45 cm., hasta 18 m.

En general, estas dimensiones nos han sido suficientes.

Armaduras.—Se han armado algunas veces los pilotes con viguetas de acero del comercio; pero no resulta económico y tienden las viguetas a desprenderse del hormigón.

El tipo más corriente de armadura es el que he empleado constantemente hace treinta años (fig. 46). Lleva longitudinalmente su armadura principal, constituida por redondos de acero dulce, de diá-





SECCION POR C-D

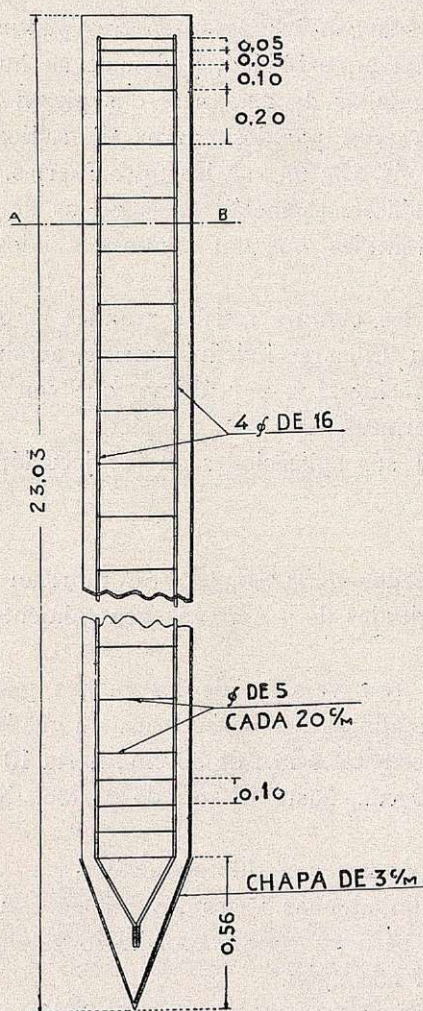
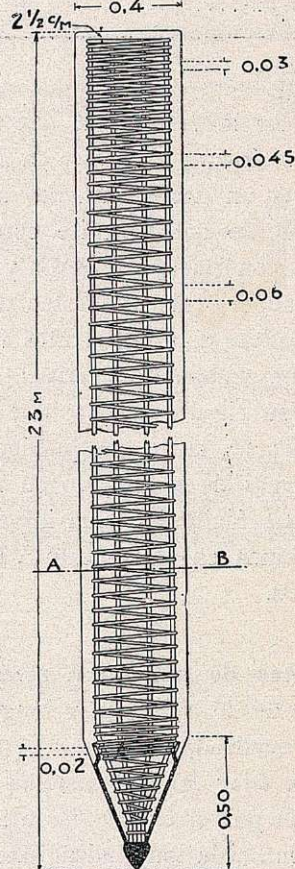
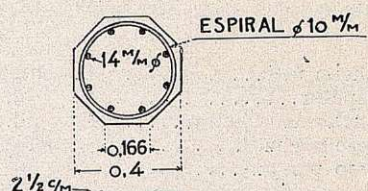


Fig. 46.

Tipo corriente.



AZUCHE

Fig. 47.

Tipo Considere, zunchado.

metros de 10 a 30 mm. arriostrados entre sí por *riostras* horizontales de redondos o flejes.

Los redondos de las *riostras* que yo empleo tienen 5 mm.; los flejes que pone Hennebique, de 30 a 50 mm. por 1 a 2 mm. y se colocan de 10 a 25 cm. de distancia, reduciéndose ésta en las inmediaciones de las cabezas y de las puntas de los pilotes, que son las que más sufren por los golpes de la maza.

También se ha empleado bastante, en Francia sobre todo, otro sistema de pilotes *zunchados*, imaginados por el eminente Ingeniero Considere, persiguiendo la idea de que el acero trabajará a tensión, que, como es sabido, es su más favorable condición de trabajo.

Consiste en disponer la armadura principal en forma de espiral o hélice (fig. 47), arriostrándola por redondos de menor diámetro en sentido longitudinal, unidos a la hélice con ataduras de alambre. El hormigón de los pilotes, que trabaja a compresión, queda aprisionado por la espiral de acero, y al sufrir compresión en su centro, produce esfuerzos de tensión en la armadura helicoidal.

Teóricamente, no cabe duda que los pilotes *zunchados* parecen ofrecer ventajas, y se han construido con ellos muchas obras.

Pero ofrecen el peligro de romperse al ser fuertemente golpeados por la maza del martinete, según yo mismo pude comprobar en un ensayo que hice de este tipo de pilotes. A pesar de las precauciones que se tomen, los golpes de la maza no son siempre perfectamente verticales, por poco que se desvíe el pilote durante la hincada, y es evidente que las fuertes armaduras verticales, del tipo de pilote corriente, resisten mejor a los esfuerzos de torsión que estos choques oblicuos determinan, que las espirales de M. Considere. Esta es la razón por la que desistí de emplear los pilotes de este último sistema, ya que con los del tipo corriente, del que he hincado algunos miles, no he tenido nunca accidentes.

Azuches.—El tipo de azuche que he empleado durante muchos años es el de la figura 30, de fundición. No se me ha roto ninguno, a pesar de haberlos hincado en toda clase de terrenos.

Pero hoy resulta más económico y fácil de preparar en el propio taller el azuche de palastro soldado autógenamente, de 3 mm. de grueso, que hemos citado al ocuparnos de los pilotes de madera.

Y aun es más barata la supresión del azuche, como lo hace el constructor D. Manuel Tavora, sustituyéndolo por una punta de re-

dondo acero de 25 a 30 mm. de diámetro y de 30 a 40 cm. de largo, que deja empotrada en la punta del pilote durante su moldeo; nos ha dado un excelente resultado, incluso en terrenos como el del muelle en Ribadesella, donde, en el fondo de arena, hay mucha escollera, que la punta de acero separa o rompe.

Dosificación del hormigón.—La mezcla que empleo para el hormigón de pilotes es de 350 kg. de portland artificial de primera clase por 0,800 m³ de gravilla y 0,400 m³ de arena. En la cabeza y punta de los pilotes y en una longitud de unos 0,60 m., puede aumentarse la dosificación a 400 kg. de cemento, cuando la dureza del terreno o la profundidad a que han de hincarse así lo aconseje.

Como en estos pilotes, en constante contacto con el agua, necesitan los hormigones ser muy compactos, para impedir la penetración del agua y la oxidación de las armaduras, que es sobre todo peligrosa en obras marítimas, no sólo conviene aumentar a 400 kilogramos la dosificación del cemento en toda la longitud del pilote, *en los pilotes hincados en el mar*, sino poner especial cuidado en la clasificación de las arenas, sobre cuya importancia nos hemos extendido en el tomo I (pág. 67).

Únicamente recordaremos que la composición granulométrica, que produce hormigones menos porosos, es muy aproximadamente la de $\frac{2}{3}$ de granos gruesos (entre 2 y 5 mm.) y $\frac{1}{3}$ de granos finos (menores de 0,55 mm.).

Pero es aun mejor, y lo hemos comprobado en el muelle de H. A. que estamos construyendo en Ribadesella, añadir al cemento portland (250 kg.) otros 150 kg. de puzolana o trass alemán, que previene y creemos que evita la descomposición del mortero por las aguas del mar. Se obtiene así un hormigón muy compacto que resiste perfectamente los golpes del martinete; verdad es que hemos añadido a su cabeza un zuncho de espiral. Considere en un metro de altura.

Fabricación de los pilotes.—Algunos Ingenieros han creído que los pilotes deben moldearse verticalmente para fabricar así el pilote en capas normales a los choques de la maza. Esta fabricación obliga a establecer talleres complicados, en los que hay que sostener con andamios costosos las cuatro paredes del molde.

La experiencia propia me ha demostrado que es inútil esta precaución.

Yo siempre he fabricado los pilotes por moldeo horizontal, que



es mucho más rápido y económico, sin haber observado nunca el menor inconveniente.

Sobre una era bien alisada se colocan, formando una caja abierta, tres tablones de 5 cm., que constituyen el molde, sujetándolos convenientemente para que no se abran las paredes laterales durante el moldeo.

Después de colocado el azuche en su sitio, se extiende y apisona una primera capa de hormigón de 3 a 4 cm., sobre la que se coloca la armadura, previamente preparada. Síguese vertiendo hormigón, apisonándolo por capas de 5 a 6 cm. hasta completar toda la altura. La precaución que debe tomarse siempre es continuar el moldeo de un pilote sin interrupción, para que el mortero de las varias capas fragüe casi simultáneamente.

Al día siguiente se separan los tablones verticales; a los tres días se puede hacer girar el pilote; a los ocho días, transportarlo al depósito, y a los treinta días, hincarlo.

Cuando se dispone de poco espacio para la fabricación de pilotes, pueden moldearse unos sobre otros, saparándolos por papel grueso, que impida que se peguen unos a otros.

Pilotes de gran longitud.—Se necesitan con frecuencia pilotes de mayor longitud que la altura del martinete (1), y aunque pueden emplearse pilotes de una pieza, estableciendo el martinete sobre un alto andamio que permita la hinca, cualquiera que sea la altura del pilote, y así se ha hecho muchas veces, yo prefiero fabricar el pilote en dos veces, lo que facilita la construcción.

Para ello se fabrican por moldeo horizontal los pilotes, con las dimensiones corrientes de 6 a 10 m., procediéndose a su hinca hasta unos 0,40 m. por encima del nivel de aguas bajas. Sobre estos pilotes, previamente descarnados en sus cabezas, para que queden al descubierto los extremos de las armaduras verticales, *se moldea verticalmente*, con la altura necesaria, la parte superior del pilote, después de empalmar los extremos de las barras verticales por medio de pequeños trozos de tubo de acero.

Claro es que en unos 0,50 m. de altura de la parte inferior del pilote nuevo hay que apisonar fuertemente, reduciendo la distancia de las riostras, y hay, además, que esperar otros treinta días para

(1) Llámase *martinete* el aparato que se utiliza para hincar los pilotes a percusión. También se llama *machina*.

reanudar la hinca de los pilotes empalmados; pero todos estos inconvenientes suelen ser menores que la fabricación y colocación en obra de pilotes de una pieza, que resultan de un peso considerable. En todo caso, lo que puede afirmarse es que este procedimiento de empalmes *in situ* no nos ha ocasionado contingencia alguna y que no se han roto los pilotes por la soldadura, que, ejecutada con cuidado e inteligencia, resulta, por el contrario, la parte más sólida del pilote, como ocurre con las buenas soldaduras de huesos o de hierros.

En el capítulo siguiente detallaremos las precauciones que deben adoptarse para la hinca de los pilotes de hormigón armado, que se consigue tan fácilmente como la de los pilotes de madera.

En cambio, no son dudosas las ventajas de aquéllos sobre éstos.

Los de hormigón armado son más resistentes, más duraderos y hasta más económicos, dado el precio elevado que hoy tiene la madera. Así que no cabe ya vacilación alguna entre uno y otro material, y esta es la razón por la que se está generalizando cada día más el empleo de los pilotes de hormigón armado, que permite cimentar con economía y rapidez un gran número de obras.

PILARES DE HORMIGON ARMADO

Pilotes "Simplex".—En lugar de hincar pilotes de hormigón armado, previamente fabricados en taller, pueden construirse *in situ* por este procedimiento, que hemos empleado con éxito para cimen-

tar en terreno fangoso y pestilente, los edificios frigoríficos y un gran depósito de aguas elevado en el nuevo Matadero de Madrid.

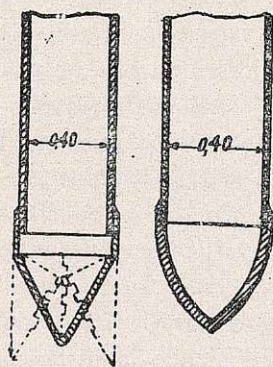


Fig. 48.

Consiste en hincar en el terreno hasta el rechazo un tubo de acero cromado, de 40 centímetros de diámetro interior y 20 mm. de grueso, cerrado por su extremo inferior, ya sea por dos mandíbulas (llamadas "aligador"), ya sea por un azuche perdido de fundición (figura 48).

Una vez alcanzado el rechazo que se quiere obtener, calculado por la fórmula holandesa, se vierte dentro del tubo una altura de un metro, próximamente, de hormigón, que se apisona ligeramente.

Procédese entonces, con el cabrestante del martinete, a levantar el tubo de acero; pero se detiene este arranque antes que su borde inferior alcance la altura del hormigón.

Se apisona otra vez y *más fuertemente* este hormigón, de manera a obligarle a que penetre en las paredes ya libres del agujero abierto por la hinca del tubo, y así, no sólo se aumenta la compacidad de la

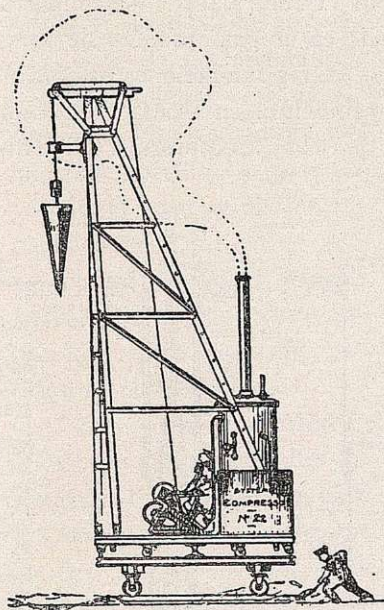


Fig. 49.

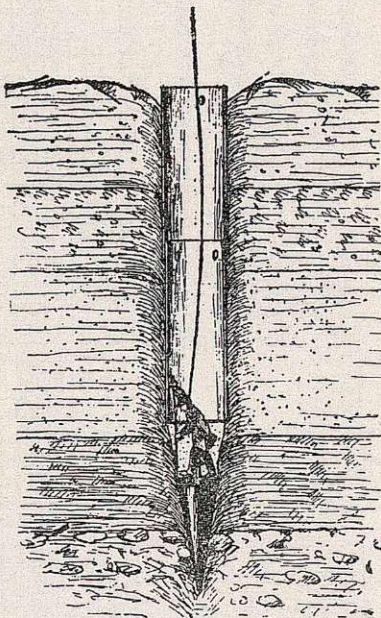


Fig. 50.

masa, sino que se obliga a ésta a incrustarse, por decirlo así, en las paredes del terreno.

Vuelve a verterse otra capa de hormigón y a levantarse otro tanto el tubo de acero, hasta terminar la ejecución del pilote.

Pueden reforzarse estos pilotes con las armaduras ordinarias o con zunchos en espiral tipo Considere, que se introducen en toda o parte de la longitud del pilote.

Ofrece este sistema la ventaja de que permite alcanzar sin romperse las profundidades o el rechazo que se quiere obtener, pues por muy fuertes que sean los golpes de la maza, no rompen el fuerte tubo de acero.

Se obtiene, además, una mayor adherencia con el terreno, por efecto de la irregularidad de sus paramentos.

Pero exige un aparato de hinca de gran peso y altura, y no resulta práctico sino para un gran número de pilotes, que permitan repartir entre todos ellos el gasto de su instalación, y también ofrece dificultades en terrenos muy permeables y debajo del agua.

Pilonos "Compressols".—También se ha aplicado en un gran número de obras, entre ellas en las fundaciones del puente del Risorgimiento, en Roma (1), el sistema de pilonos "Compressol", del que

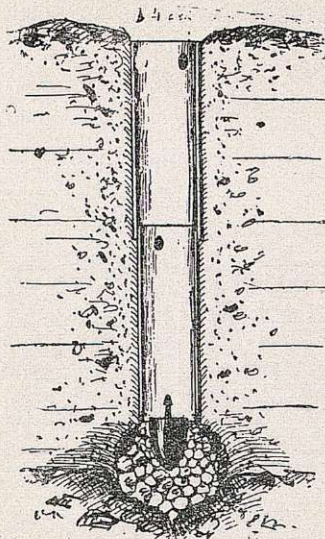


Fig. 51.

son una variante posterior los pilotes "Simplex" antes descritos.

Con el martinete representado en la figura 49 se deja caer de gran altura un cono de acero de unos 2.000 kilogramos de peso, que perfora y comprime el terreno.

Cuando la flojedad de éste haga temer el desprendimiento de sus paredes, se blindan con tubos de acero telescópicos (fig. 50).

Una vez alcanzada por el mazo cónico la profundidad que se desea, se vierte en el fondo del pozo piedras duras y hormigón, que se api-

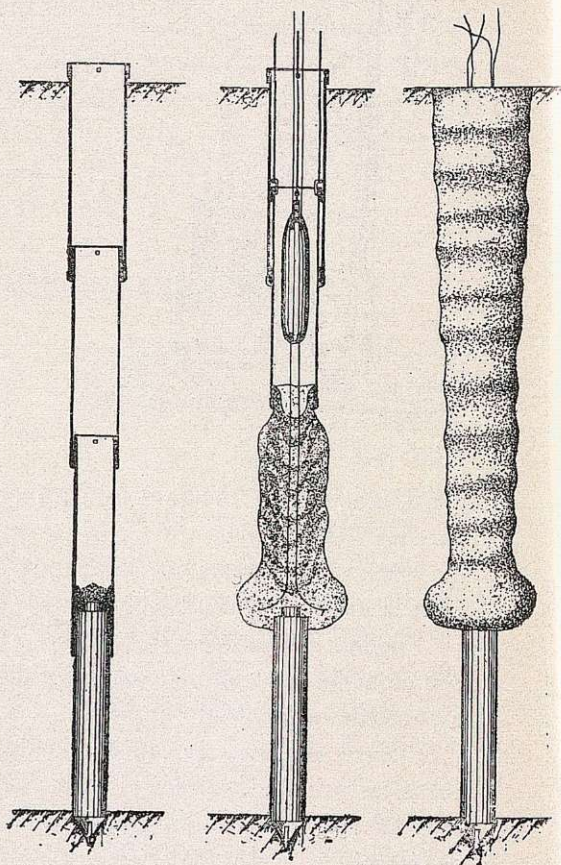


Fig. 52.

(1) Pág. 139 del tomo I.

sonan enérgicamente con otro mazo apisonador de forma ojival y también de 2.000 kilogramos de peso (fig. 51).

Se obtiene así una serie de pilones de hormigón que resisten, no sólo por su sección y la de las armaduras con que pueden reforzarse, sino por la fuerte compresión que han sufrido las paredes y todo el terreno en las inmediaciones.

En los capítulos VI, XI y XII nos extenderemos sobre las aplicaciones de este original procedimiento.

Pilotes Franki. — Modificando en algunos detalles los sistemas de pilares Simplex y Compressol, que acabamos de describir, el sistema Franki, muy empleado en Bélgica y Francia, ofrece una ventaja sobre aquéllos en terrenos acuíferos, constituyendo en estos casos los pilotes con dos elementos, cuyas fases de ejecución se representan en la figura 52.

La parte inferior en contacto con el agua es un pilote de madera u hormigón armado, previamente preparado e hincado en el terreno mediante una tubería telescópica, en cuyo fondo golpea la maza de un martinete.

La parte superior del pilar se fabrica *in situ*, análogamente a lo

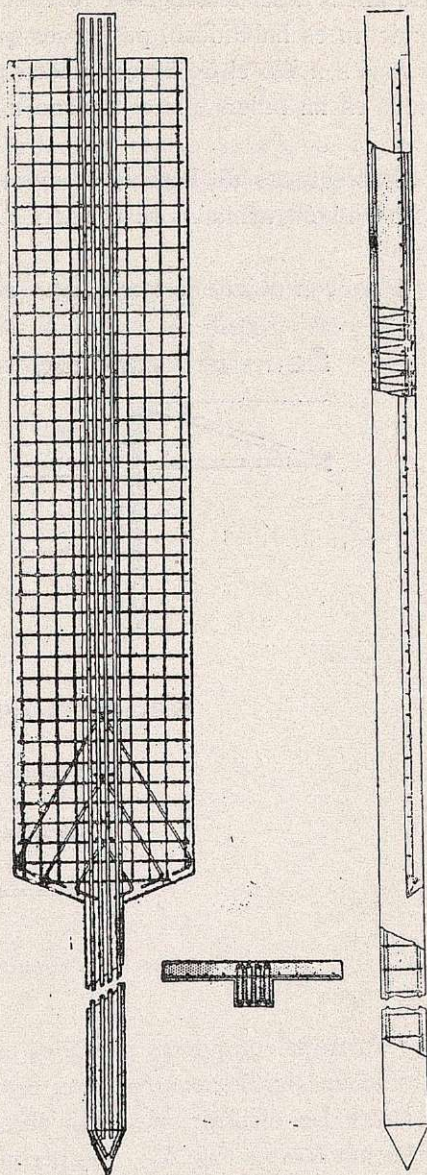


Fig. 53.

que antes describimos para los pilotes Simplex. Aunque este procedimiento es habilidoso, parecemos que para cimentaciones en el agua es más sencillo el de hincar pilotes de hormigón armado, bien fabricados en un taller, y si el terreno lo permite el pilote "Simplex".

Tablestacas de hormigón armado.—A semejanza de los pilotes de hormigón armado, se pueden construir tablestacas con este material.

Pero con objeto de que tengan mayor resistencia a la flexión, sue-

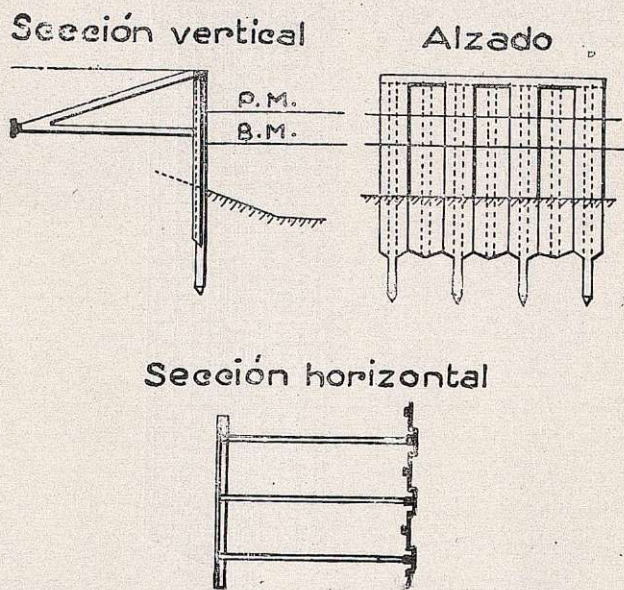


Fig. 54. Muelle de Yarmouth (Inglaterra).

len reforzarse con pilotes adosados en el centro de las tablestacas que se moldean simultáneamente con éstas en un taller.

Entre las disposiciones más frecuentemente aplicadas, citaremos el sistema Ravier (fig. 53), que permite construir muelles muy económicos para grandes sobrecargas, entre los que citaremos el de Yarmouth (fig. 54).

Con objeto de reducir las dimensiones de estas verdaderas pantallas de hormigón armado, se combinan las tablestacas con tirantes y placas de anclaje de igual material, que arriostran por detrás

los pilotes e interesan los terraplenes de los muelles a la resistencia de las paredes contra el empuje de aquéllos.

Se construyen estas tablestacas con anchuras de 0,80 a 1,50 m. y gruesos de 8 a 15 cm., pudiéndoseles dar longitudes hasta de 20 m.

Las tablestacas de este tipo pueden aplicarse, no sólo en la construcción de muelles de carga y muros de sostenimiento, con un volumen de material muy inferior al de los tipos corrientes, sino a la de ataguías, como veremos en el cap. VI.

En algunos casos será ventajoso este procedimiento de construcción barato y rápido, que permite variantes de disposición y armaduras, con arreglo a las circunstancias de cada obra.



CAPÍTULO V

HINCA DE PILOTES Y TABLESTACAS

Mazos de mano.—Martinete de tirantes.—Martinete de escape.—Martinete de vapor.—Martinete balístico.—Martinete eléctrico.—Martillos trepidantes.—Botadores.—Precauciones para la hincada de los pilotes de hormigón armado.—Presentación de los pilotes.—Influencia del peso de la maza.—Corte de los pilotes.—Arranque de los pilotes.—Hincada de pilotes inclinados.—Instalación de los martinetes.—Cabrestantes y andamios para la hincada de pilotes de rosca.—Aparatos para inyección de agua.

La hincada de pilotes en el terreno se realiza a brazo o mecánicamente, por choques repetidos de una maza en los pilotes de madera u hormigón armado, por giro en los pilotes metálicos de rosca.

Describiremos los aparatos que pueden emplearse y las operaciones necesarias para su hincada.

Mazas de mano.—Cuando la hincada ha de ser pequeña y sólo se trata de clavar estacas, como en ciertas ataguías y otras obras provisionales, se puede llevar a cabo la hincada por medio de unas mazas movidas a mano (fig. 55), formadas por un cilindro de madera, reforzado con varios cinchos de hierro con tres o cuatro mangos. Otros tantos operarios agarran los mangos, levantan la maza y la dejan caer por su propio peso sobre la cabeza del pilote.

El reducido peso de esta clase de mazas, que

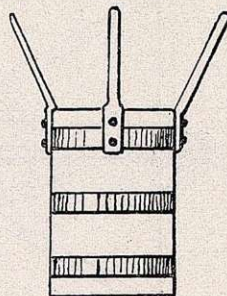


Fig. 55.

no suele exceder de 60 kg., y su escasa altura de caída, de 50 a 80 centímetros, reducen su eficacia y obligan a emplear los aparatos que se llaman *martinetes* o *machinas*.

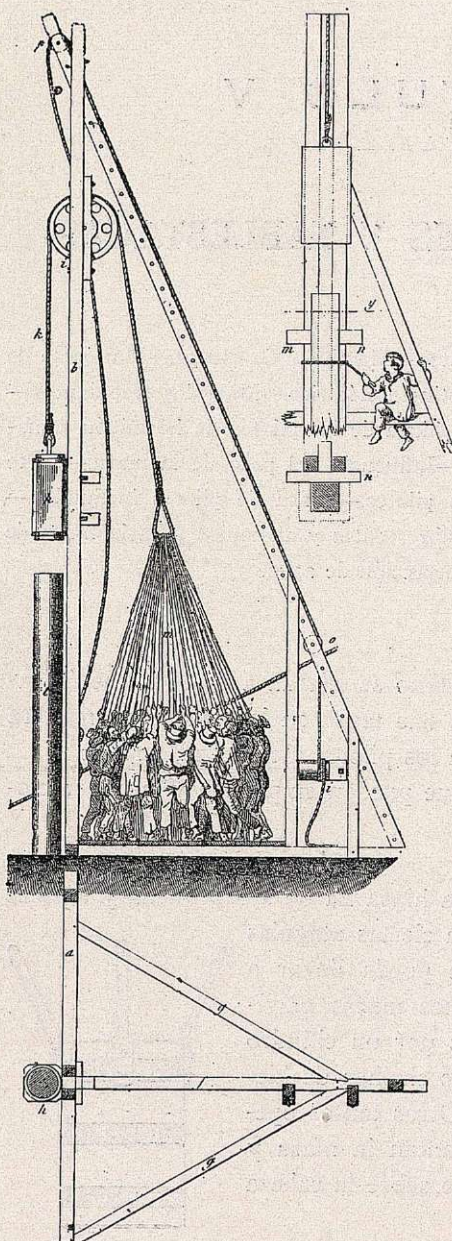


Fig. 56. Martinete de tirantes.

Martinete de tirantes

(fig. 56).—Está formado por una cabria piramidal de madera, sujeta a un entramado horizontal llamado solera.

El entramado triangular de frente lleva dos montantes verticales *b*, llamados *gemelas*, ensamblados a unos 10 ó 12 cm. en la solera, dos jabalcones oblicuos y los travesaños necesarios para que sea indeformable. Este cepo sujeta la polea *i* que sostiene la maza *b*, y el extremo libre de la cuerda *k* se subdivide en varios cabos, a los que se asirán los operarios, que tirando a un tiempo y soltando luego los cabos, dejan caer la maza sobre la cabeza del pilote *t*.

Otro jabalcón *c*, lleva dos poleas más pequeñas que, por medio de una cuerda tirada por un sencillo cabrestante, permite levantar y presentar los pilotes; unos barrotes de hierro horizontales que atraviesan este jabalcón sirven de escalera.

Puede aun simplificarse

este martinete para hincas y pilotes pequeños, reduciéndolo al entramado vertical de frente, sostenido con vientos, que entonces se llama *cabria*.

La maza es generalmente de fundición, de 300 a 500 kgs. de peso, que necesita de 20 a 30 hombres para su manejo, a razón de unos 15 kg. por operario. La altura de caída de la maza no puede exceder de 1,50 m.

La maza corre a lo largo de los montantes, guiada por unas *orejas* que deslizan entre aquéllos. El pilote se aploma a lo largo de estos montantes por medio de tacos de madera *m n* (fig. 56) y de una argolla de cuerda a la que se da *garrote* retorciéndola por medio de un palo que la mantiene en tensión.

Una vez asegurada la verticalidad del pilote, se golpea su cabeza con el mazo, por tandas de 25 golpes, que se llaman *andanas*. Pueden darse al día de 100 a 120 andanadas, y se continúa la hinca hasta llegar al rechazo que se considera conseguido cuando la hinca obtenida con una andanada de un mazo de 500 kg., cayendo de 4 m. de altura, queda reducida a 3 mm., lo que permite suponer que se ha alcanzado un terreno incompresible.

A pesar de todas las precauciones, el pilote se desvía, y si no se consigue enderezarlo con cuñas o cadenas que equilibren su des-

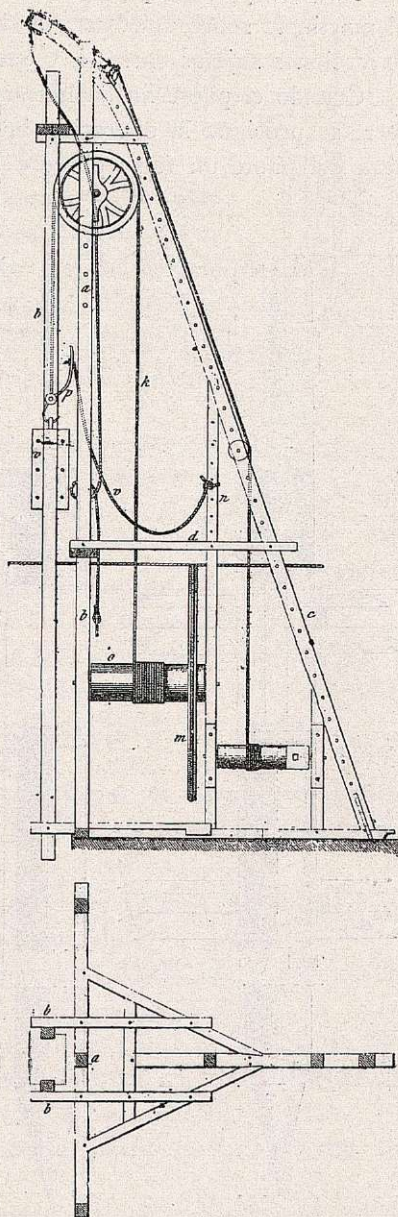


Fig. 57. Martinete de escape.

viación, hay que arrancarlo, lo que es difícil, o abandonarlo serrándolo al nivel del agua o del terreno.

Claro es que si el pilote ha de hincarse en el agua, debe instalarse el martinete sobre una barca o chalana, o mejor aun sobre dos embarcaciones sujetas entre sí, y entre las que se coloca el pilote.

Cuando el pilote ha de hincarse por debajo del agua o de la so-
lera, se prosigue la operación interponiendo entre la maza y la ca-
beza del pilote un falso pilote o *botador*, que consiste en una pieza

de madera, refor-
zada con cinchos
de hierro.

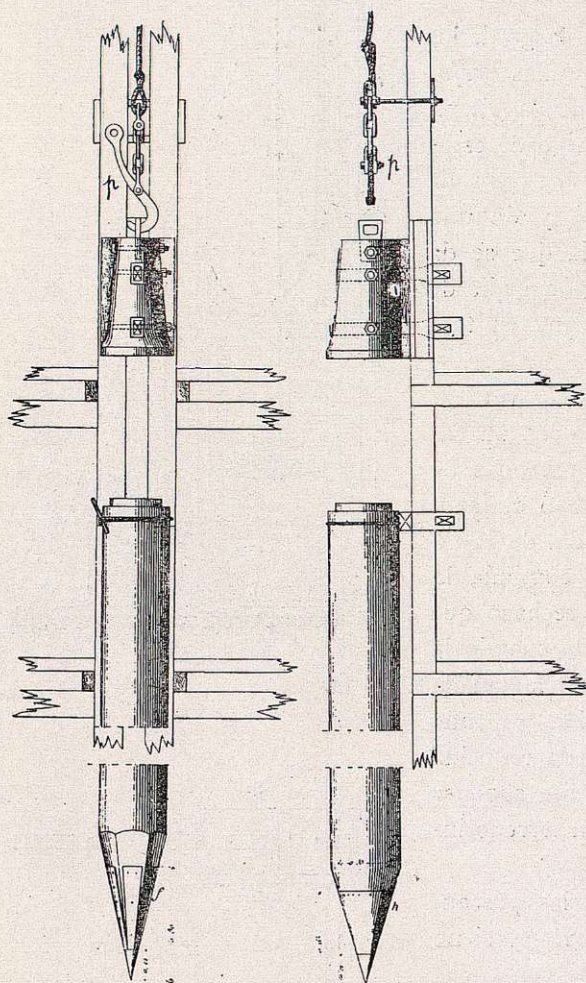


Fig. 58. Escape de gancho.

Martinete de escape.— Para evitar la limitación de la altura de caída de la maza y poder aumentar el peso de ésta, que son los dos factores que más influyen en la rapidez de la hinca, hay que recurrir al martinete de escape.

El representado por la figura 57 fué el empleado ya en el siglo XVIII por Peronet para los cimientos del gran número de puentes que construyó aquel notable ingeniero. Salvo pequeños perfeccio-



namientos, en los cabrestantes sobre todo, es el que se emplea hoy día con frecuencia.

Su característica es el *escape*. El más sencillo es el de gancho *p*, de la figura 58, que puede girar alrededor del punto de unión con la cuerda del mazo.

Cuando éste llega a la altura que se desea, basta tirar de otra cuerda *v*, sujeta al extremo del gancho, para que éste gire y suelte la maza.

Otro sistema de escape, representado en la figura 59, consiste en una tenaza, cuyos brazos *t t* tienen su punto de giro en una placa suspendida por una cuerda que pasa entre dos topes; al subir el escape y tropezar los brazos con aquéllos, se aproximan entre sí, las mandíbulas de las tenazas se abren y la maza cae.

Con este martinete se emplean ya mazas de 700 a 1.000 kg. y alturas de caída de 3 a 5 metros, que son suficientes para un gran número de casos.

Los tornos de madera deben sustituirse por cabrestantes de hierro con engranajes, y en obras de gran importancia, éstos pueden ser movidos con locomóviles de vapor o con motores eléctricos, más fáciles de manejo y de instalación, y así lo emplean muchos constructores.

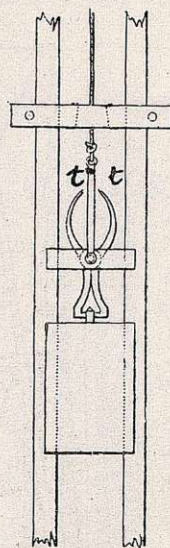


Fig. 59. Escape de tenaza.

Martinete de vapor.—Cuando se trata de hincar gran número de pilotes a profundidades considerables, se recurre casi siempre a martinetes de vapor.

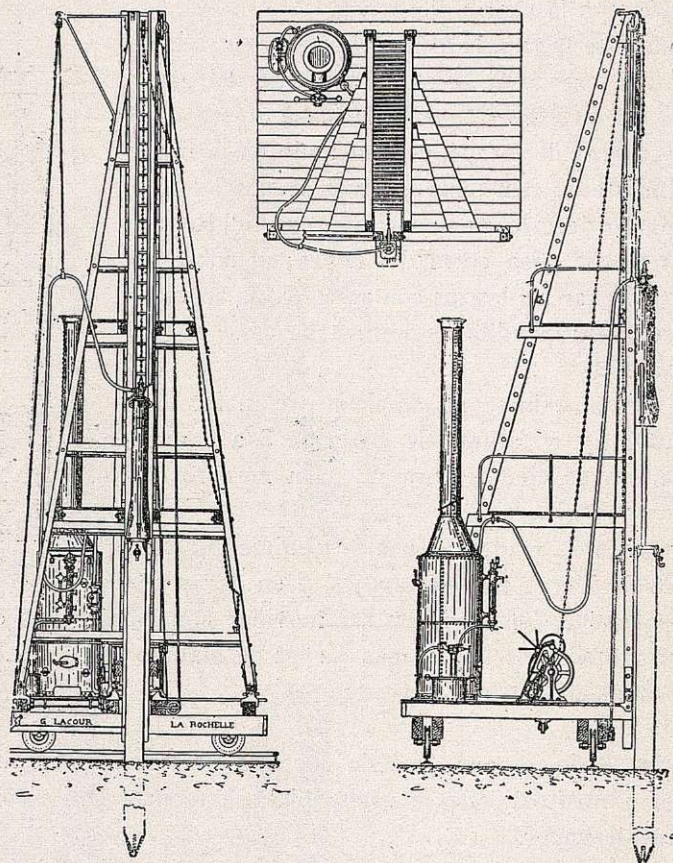
El más conocido en España es el de sistema *Lacour* (1), cuyo modelo más sencillo es el representado por la figura 60, con cabria de madera de 10 m., maza de 1.100 kg. y una caldera de 10 metros cuadrados.

Pero se construyen cabrias metálicas hasta de 25 m. de altura y mazas de 2.000 a 8.000 kg., aunque las más corrientemente empleadas son las de 3.000 kg.

La característica de este tipo de martinete es su *maza auto-*

(1) Construido por la casa Chantiers navals Delmas-Vieljeux-La Rochelle.

motora (fig. 61). La maza es un cilindro hueco de fundición *A*, dentro del que se mueve un émbolo *B*. La base *C* de la maza está reforzada para soportar los golpes y perforada en su centro para per-



F . 60. Martinete Lacour.

mitir el paso del vástago del émbolo, cuyo extremo se apoya sobre el pilote.

Un agujero *m* purga las condensaciones; otros dos *n n* permiten entrar y salir el aire dentro del cilindro.

La parte superior del mazo lleva una tapa *D* con una válvula *E* que tiene tres orificios: uno, *p*, comunicando con la caldera de vapor; otro, *q*, con el interior del cilindro; el último *r*, con la atmós-

fera. El movimiento alternativo de la válvula se obtiene maniobrando una palanca *G*, ya sea a mano por medio de unas cuerdas, ya automáticamente.

El movimiento ascendente de la maza está guiado por dos orejas *K*, que deslizan entre las gemelas de la cabria. El gancho *P* permite el mover la maza para su colocación antes o después de la hincada. Los ganchos *R* sirven para suspender un falso pilote suplementario para la hinca bajo el agua.

Apoyada la maza sobre el pilote, con la válvula abierta comunicando el cilindro con la atmósfera, se cierra la válvula, haciendo girar 90° a su núcleo central, lo que permite la entrada del vapor dentro del cilindro.

El vapor, al comprimirse el émbolo apoyado sobre el pilote, obliga a levantarse a la maza, que es el cilindro.

Cuando, al subir el cilindro, queda el émbolo por debajo del orificio avisador *m*, el vapor empieza a escaparse por él y debe entonces el capataz abrir la válvula rápidamente para que por ella salga todo el vapor a la atmósfera y caiga el cilindro por su propio peso, saliendo el aire bajo el émbolo por los orificios *n n*.

No es indispensable que el cilindro caiga de toda su altura; el capataz puede perfectamente graduar la altura de caída de la maza,

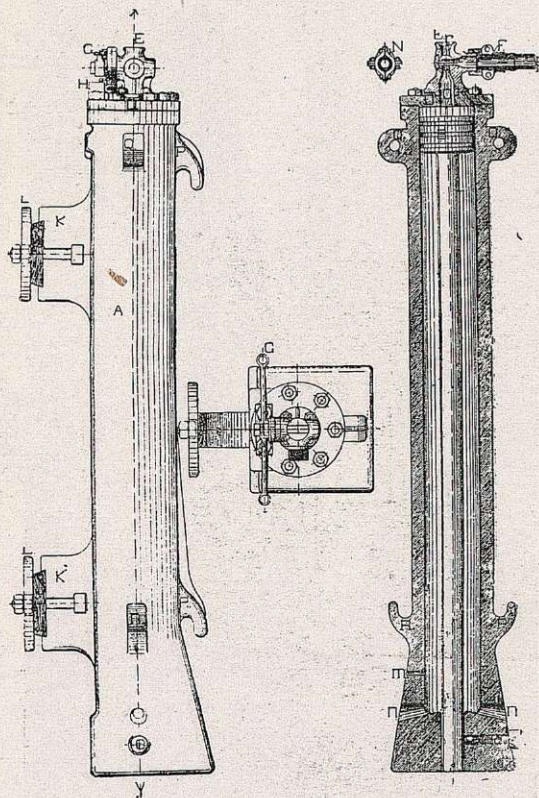


Fig. 61. Maza automotora.

abriendo la válvula superior antes de que el émbolo alcance el final de su carrera.

La altura máxima de caída es la de la carrera total del émbolo.

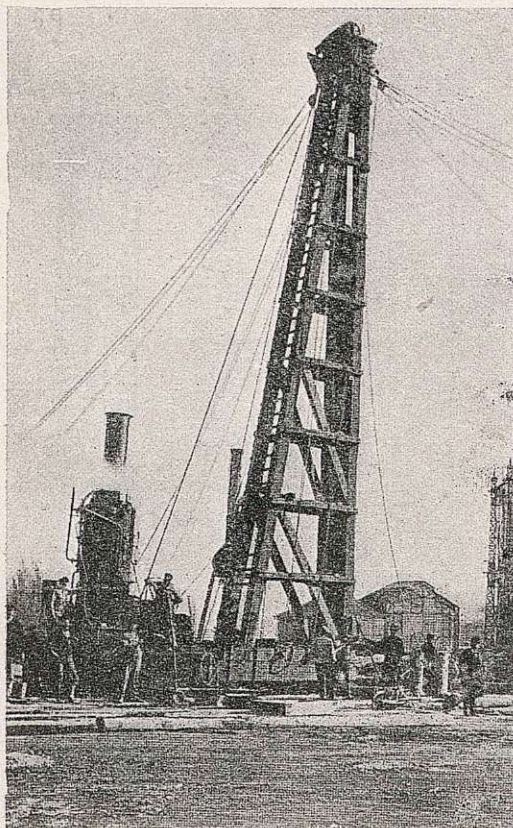


Fig. 62. Martinete para pilotes *Simplex*.

Este aparato utiliza mal el vapor y exige la frecuente renovación del tubo de caucho que conduce el vapor; pero es robusto, eficaz y de fácil manejo, aunque parezca algo complicado.

Hay otros martinetes de vapor, entre los que citaremos el que se emplea para la hinca de pilotes *Simplex*, representado en la fotografía (figura 62), en la que el vapor, en lugar de levantar directamente la maza, mueve un cabrestante, que, por medio de un cable y un escape, levanta dicha maza.

Pero, además, este cabrestante de vapor es el que se utiliza para arrancar, venciendo la adherencia a veces considerable del terreno, el cilindro de acero que perfora el te-

rreno en la forma que describiremos más adelante.

Martinete balístico.—Es un aparato americano movido por pólvora. Aprovecha muy bien los esfuerzos, pues no sólo la caída de la maza produce la hinca, sino también la misma elevación, lo que no ocurre en los demás martinetes en que la elevación de la maza consume energía perdida.

Aunque no se ha generalizado su empleo, en Europa, al menos, pudiera perfeccionarse algún día, y conviene conocerlo (fig. 63).

Sus partes esenciales son:

El cañón *A A*, de acero fundido y 450 kg. de peso, con ánima de 0,19 de diámetro y 0,72 de altura. Lleva unas orejas que le obli-

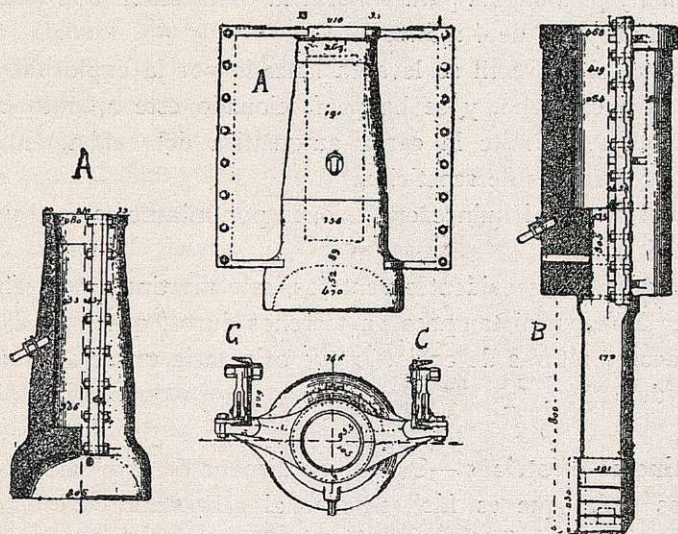


Fig. 63. Martinete balístico.

gan a moverse a lo largo de dos hierros *C C* en U, que son los montantes del martinete, y su cavidad inferior se apoya sobre el pilote.

La maza *B*, de fundición y 1.000 kg. de peso, corre también a lo largo de los montantes *C C*, mediante orejas análogas a las del cañón. Su parte inferior, que pudiéramos llamar émbolo, lleva unos anillos de acero que actúan como resorte y ajustan con el ánima del cañón, para comprimir el aire dentro del cañón, cuya elevación de temperatura determina la explosión del cartucho.

La parte inferior del mazo es hueca, y en ella penetra otro émbolo sujeto en el extremo superior del martinete, y que sirve de freno neumático cuando el mazo es lanzado como proyectil por la explosión de la pólvora.

Elevado el mazo por una cadena que pasa por una polea, se le sujeta con un freno especial movido por palancas de fácil manejo. Colocado el cartucho en el cañón, se suelta el freno, cayendo el mazo

dentro del cañón, y la compresión del aire determina una primera hinca del pilote y el retroceso del cañón después, por efecto de la explosión, produce una segunda hinca; ambas sin deteriorar la cabeza del pilote.

La carga del cartucho suele ser 30 gr. de pólvora, y está recubierto de parafina y plumbagina para acelerar la combustión. Con esta carga se eleva el proyectil de 4 a 5 m.

Mientras el proyectil se levanta lanzado por la explosión, se introduce otro cartucho, y se ha perfeccionado este aparato con un dispositivo que permite la carga automática del cañón, en forma análoga a los fusiles de repetición.

Se consiguen así quince explosiones por minuto, con alturas de caída de 5 m.

A pesar de estas evidentes ventajas, este martinete no se ha empleado en Europa, ni tampoco en terrenos duros, que exigirían mayores mazos y alturas de caída, lo que originaría un recalentamiento excesivo del cañón.

Martinetes eléctricos.—Cuando se dispone de corriente eléctrica, ya hemos dicho que es fácil acoplar al cabrestante del martinete de escape un pequeño motor eléctrico, que aumenta muy sensiblemente el rendimiento de ese aparato, obteniéndose, además, una gran economía de jornales, que amortiza con rapidez la instalación eléctrica.

Para nuestras obras, el malogrado ingeniero de la Sociedad J. Eugenio Ribera y Compañía, D. Ramón Daza, imaginó un martinete eléctrico especial, que patentó, y que después de perfeccionado hemos empleado frecuentemente, por las grandes ventajas que ofrece.

Consiste en una estructura metálica desmontable, en forma de pirámide triangular (fig. 64).

Por delante de dicho castillete lleva las guías de la maza, constituidas por dos hierros en U fijados al resto de la estructura y a 0,60 m. de ella por traviesas y tornapuntas, y en cuyo extremo va montada la polea, por la que pasa el cable que sostiene la maza.

Esta se constituye por tres cilindros de fundición, de una tonelada cada uno, que se pueden separar o juntar, lo que permite la

variación de pesos de la maza, de una a tres toneladas, según las necesidades de la hincia.

Mientras no trabaja, la maza se apoya sobre unas escuadras que giran en U. Debajo de este descansillo de la maza van colocados dos soportes-cojinetes sobre los que se monta una polea móvil, que con un cable distinto al de la maza, para abreviar las maniobras, permite mover y presentar los pilotes entre las dos guías gemelas.

Sobre las riostras horizontales del castillete se disponen tableros de madera que facilitan el trabajo de los operarios.

La parte posterior del castillete termina en una cola rectangular con una vía sobre la que se mueve la zorrilla del cabrestante eléctrico. Esta disposición dada al montaje del cabrestante permite una cierta elasticidad del conjunto, sin perder su sujeción, y hace que los tironazos que tiene que sufrir aquél al izar la maza bruscamente, queden en parte amortiguados y no sufran los mecanismos.

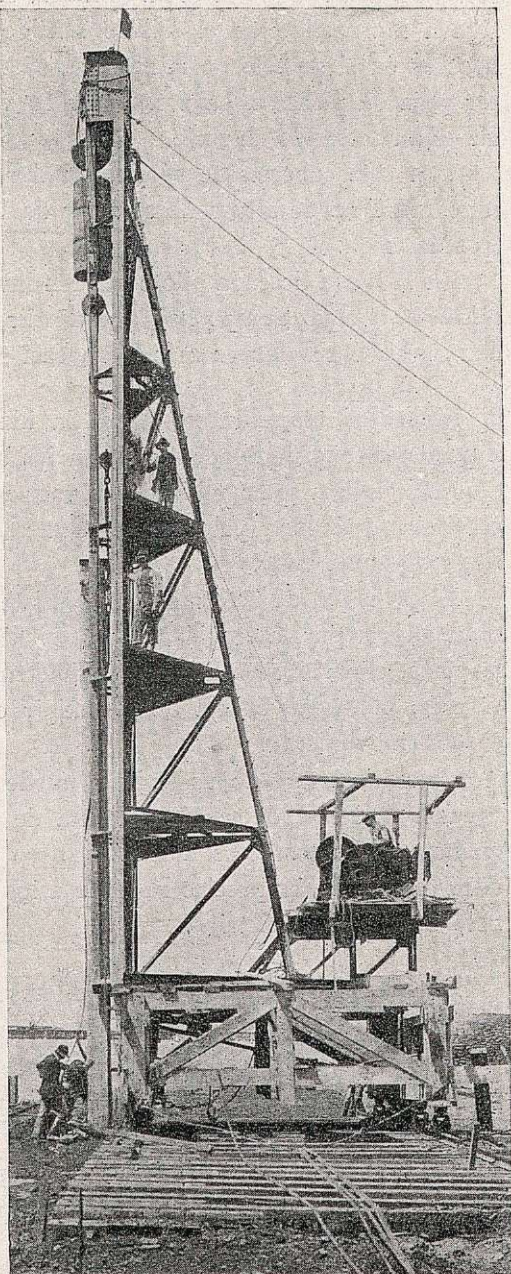


Fig. 64. Martinete eléctrico, sistema Dazi

El cabrestante debe tener su embrague sobre el tambor del cable, pues así, cuando se arría la maza, el motor y todo el mecanismo siguen marchando en el mismo sentido, no produciéndose cambios bruscos en el sentido de la marcha, sino en la potencia, pues el motor pasa de plena carga a trabajar en vacío, trabajo que sufre bien un motor montado en serie.

Con este cabrestante se pueden dar de 10 a 12 golpes por minuto con 1 m. de altura de caída, y de 15 a 16 golpes para 0,50 metros de caída.

En la hinka de cada pilote pueden invertirse de treinta a cuarenta minutos, a cuyo tiempo hay que añadir el necesario para la colocación, cuya operación es más larga casi siempre.

Martillos trepidantes.—Para la hinka de tablestacas metálicas a pequeñas profundidades emplean los americanos un martillo rápido, que también se ha utilizado en varias obras españolas, entre otras, el cimientó de una presa en el Guadalquivir (1), para el canal de riego de aquel valle.

El principio de este martillo consiste en sustituir los choques de gran altura, por la trepidación producida por rapidísimos golpes de la maza, elevándose sólo unos milímetros sobre la cabeza del pilote. Ofrece, pues, la ventaja de no exigir cabrias de gran altura y de costoso movimiento.

Cuando el terreno es flojo y puede auxiliarse la hinka con inyección de agua, o cuando se trata de recintos de tablestacas, dan buenos resultados estos martillos; pero si los pilotes son gruesos y el terreno duro, es preciso recurrir a los fuertes golpes de un martinete de vapor o eléctrico.

Botadores.—Ocurre que los pilotes deben hincarse por debajo del agua o de la solera del martinete, donde la maza no puede actuar.

Se emplea entonces el *botador*, o falso pilote, que es una pieza de madera dura, zunchada con aros de hierro en sus extremos, que se apoya sobre la cabeza del pilote y recibe los golpes de la maza.

Para reducir las vibraciones debidas a la interposición del botador, que reducen el efecto de los choques, deben los botadores ser

(1) Ataguía con tablestacas metálicas, ejecutadas por el constructor don Manuel Távora.

lo más cortos posible, y hasta conviene tener botadores de varias dimensiones, que se van sustituyendo a medida que aumenta la longitud que necesita el botador.

Precauciones para la hincada de pilotes de hormigón armado.—Si se dieran los golpes de las mazas de 2 y hasta de 4 toneladas directamente sobre las cabezas de los pilotes de hormigón armado, éstos se desagregarían con rapidez, por muy próximas que se pusieran las riostras de sus armaduras y por muy ricos que fueran los hormigones de sus extremos.

Entre los muchos dispositivos que se han imaginado, el que mejor resultado nos está dando es el de reforzar las cabezas durante la hincada con un zuncho de palastro, de unos 30 cm. de altura, apretado con tornillos y entibando el pilote por medio de cuñas de madera en los intersticios que queden. Encima del zuncho se dispone un pedazo de tablón de madera, sobre el que se colocan unos cuantos rodetes de cabos o cables viejos, con una altura de 10 a 15 cm.

Influencia del peso de la maza.—Aunque parezca a primera vista que la fuerza del choque depende por igual del peso de la maza y de su altura de caída, está comprobado por la experiencia que es más eficaz aumentar el peso de la maza, reduciendo su altura de caída (1).

Es, además, muy conveniente la reducción de la altura de caída en los pilotes de hormigón armado, para evitar la rotura de sus cabezas.

Así es que los constructores tienden a emplear mazas de 2 a 4 toneladas, con las que obtienen mayores velocidades de hincada.

Presentación de los pilotes.—Cuando son de pequeña dimensión, se colocan verticalmente a brazo en el sitio correspondiente; pero cuando su peso excede de 1.000 kg. es preciso levantarlos mecánicamente por medio de un cable o cadena que, por una polea situada en el punto más alto de la cabria, es movilizada por el cabrestante de vapor o eléctrico del martinete.

(1) Cuando calculemos los pilotajes, veremos, al examinar las fórmulas de la hincada, que también teóricamente se comprueba este hecho.



La operación se efectúa como la carga y descarga en los barcos,

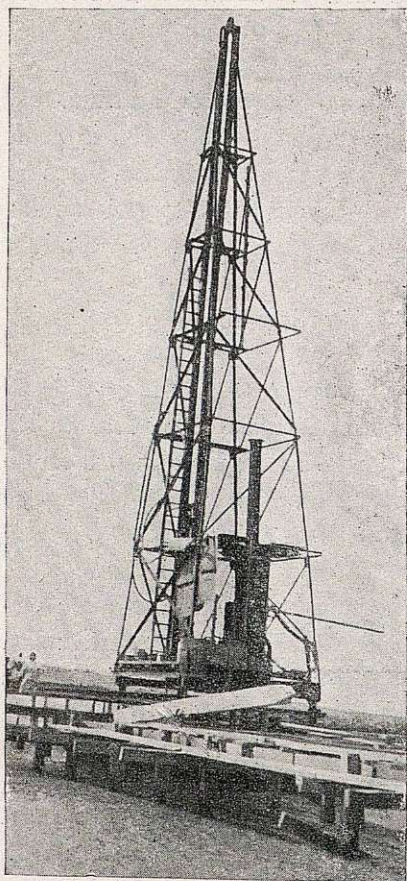


Fig. 65. Suspensión de un pilote

con sus winches de vapor; pero en los pilotes de hormigón armado hay que adoptar la precaución de suspenderlos por el tercio superior (fig. 65) con una cadena cuyos extremos terminan en una argolla.

Todas estas operaciones deben ser efectuadas por operarios experimentados en maniobras de gran peso, pues de no ser así, resultan caras, cuando no peligrosas.

Como es necesario mantener el pilote lo más perfectamente vertical posible durante la hínca, hay que atarlos a las gemelas del martinete, y si, a pesar de ello, se desvía la dirección, debe oprimirse el pilote por el lado opuesto, para corregir la desviación en cuanto sea posible. Si no se consiguiera y aumentará la torsión del pilote, es preciso abandonarlo, cortándolo, si no pudiera arrancarse, pues la prosecución de la hínca pudiera acarrear un accidente, al

romperse el pilote por un choque violento y oblicuo.

Corte de los pilotes.—Con objeto de evitar las alternativas de humedad y sequedad, que, como hemos dicho, pudren rápidamente los pilotes de madera, conviene aserrar sus cabezas por debajo de las aguas más bajas.

Cuando se puede esperar un estiaje muy pronunciado o una bajamar equinocial, puede aserrarse a mano, a unos 30 cm. del nivel de agua.

En caso contrario, deben ser buzos los que sierren los pilotes.

También pueden aislarse las cabezas de los pilotes por medio de unos pequeños embudos-atagüas de tela impermeable o palastro soldado, que rodea las cabezas. Se impermeabiliza el fondo del embudo por medio de unos saquitos de lona llenos de tepes, que se comprimen contra el pilote. Se agota la pequeña cantidad del agua que contiene el embudo y se corta en seco el pilote.

Cuando se coronaban los cimientos de pilotaje con emparrillados de madera, era preciso aserrar todos los pilotes a igual altura, para que el emparrillado apoyara simultáneamente sobre todos los pilotes. Se empleaban sierras especiales, movidas desde fuera del agua, unas veces con hojas de sierra, oscilantes alrededor de un eje

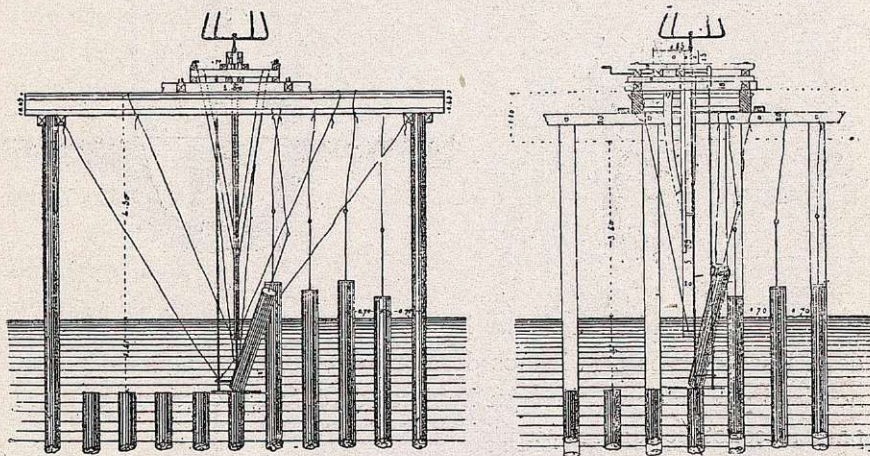


Fig. 66. Sierra para pilotes.

horizontal; otras, de sierras circulares de eje vertical, como, por ejemplo, la representada en la figura 66.

Pero hoy se emplean casi exclusivamente pilotes de hormigón armado, y si han de envolverse sus cabezas en hormigón sumergido, como es frecuente, se rompen sus cabezas para que los extremos de sus armaduras queden empotrados en la solera de hormigón con que se rodea y envuelve todo el pilotaje.

Arranque de pilotes.—Cuando, por haberse roto el pilote en su punta o parte central, o por una desviación imposible de corregir, sea preciso arrancar el pilote, se empleaban varios procedimientos costosos y difíciles.

La primera operación consiste en sujetar fuertemente la cabeza

del pilote. A ese efecto, se empleaban uno de los tres tipos de ganchos de las figuras 67 y 68.

Para el arranque se empleaban, o un gato de husillo, como en la figura 68, o una palanca, como en la figura 69.

El arranque de estos pilotes se facilita hoy día muy sencillamen-

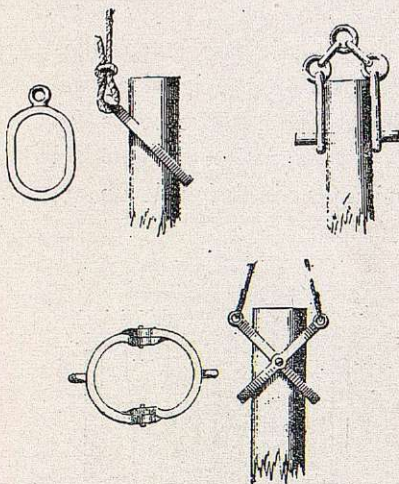


Fig. 67.

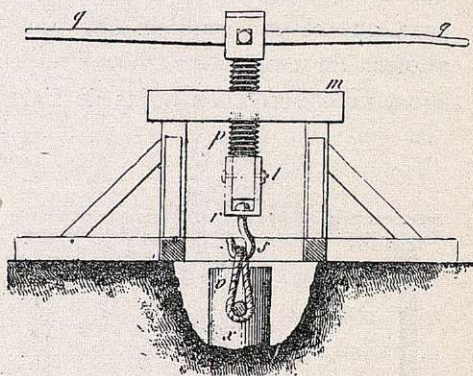


Fig. 68.

te, si están hincados en arena, inyectando agua a presión a lo largo de sus paramentos. Así hemos desmontado con gran facilidad y economía el puente de servicio que hubimos de ejecutar en el río Urumea para la construcción del puente de María Cristina.

Si los pilotes que hay que arrancar están en un sitio alcanzado por mareas, puede facilitarse el arranque utilizando la variación del nivel de agua. Se amarra en bajamar la cabeza del pilote a una tra-

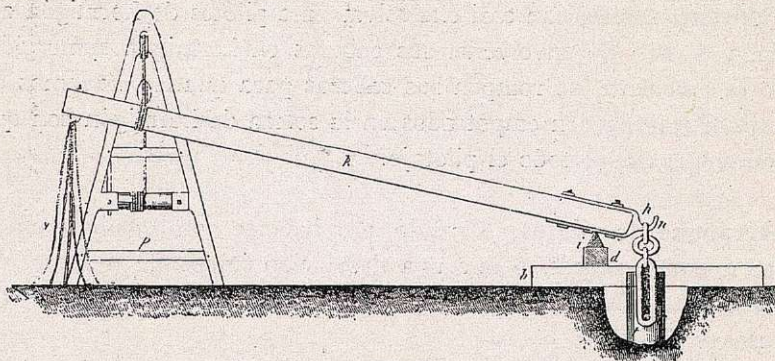


Fig. 69.

viesa apoyada sobre cuerpos flotantes; éstos tirarán fuertemente del pilote cuando suba la marea.

Pero cuando no puedan arrancarse los pilotes, es preferible recurrir a la dinamita, con la que se destruye la parte de pilote que estorbe.

Hinca de pilotes inclinados.—En puentes de fábrica de gran rebajamiento y en los muelles de puertos, cimentados sobre pilotaje, las presiones que se transmiten a los pilotes resultan bastante oblicuas.

En América y Alemania se ha subsanado este inconveniente hincando los pilotes con una inclinación aproximada a la de aquellas presiones.

Los martinetes son entonces más complicados y de menor rendimiento, pues las mazas, en lugar de caer verticalmente, tienen que deslizarse sobre unas guías con la inclinación del pilote.

En los muelles del puerto de Brema (Alemania), en donde había que hincar tres filas de pilotes hincados a 60° , se ha empleado un martinete con tres mazas que permitía la hinca simultánea de los tres pilotes de una misma hilera.

Con mazos de 1.500 kg. y alturas de caída máximas de 1,85 m. se han hincado 15 pilotes en 10 horas.

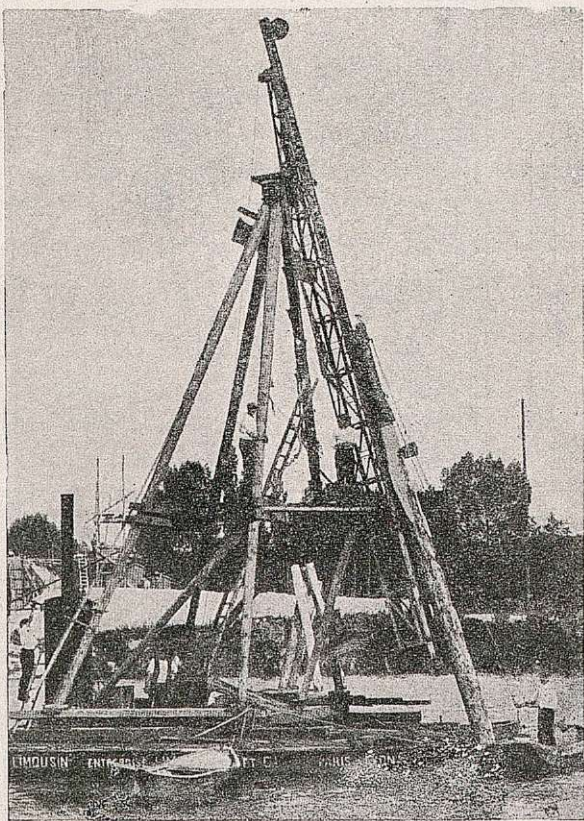


Fig. 70. Maza Lacour inclinada.



Para los andamios de un puente en que era preciso hincar pilotes inclinados, se hacía deslizar la maza automática Lacour sobre una viga metálica oblicuamente sujeta (fig. 70).

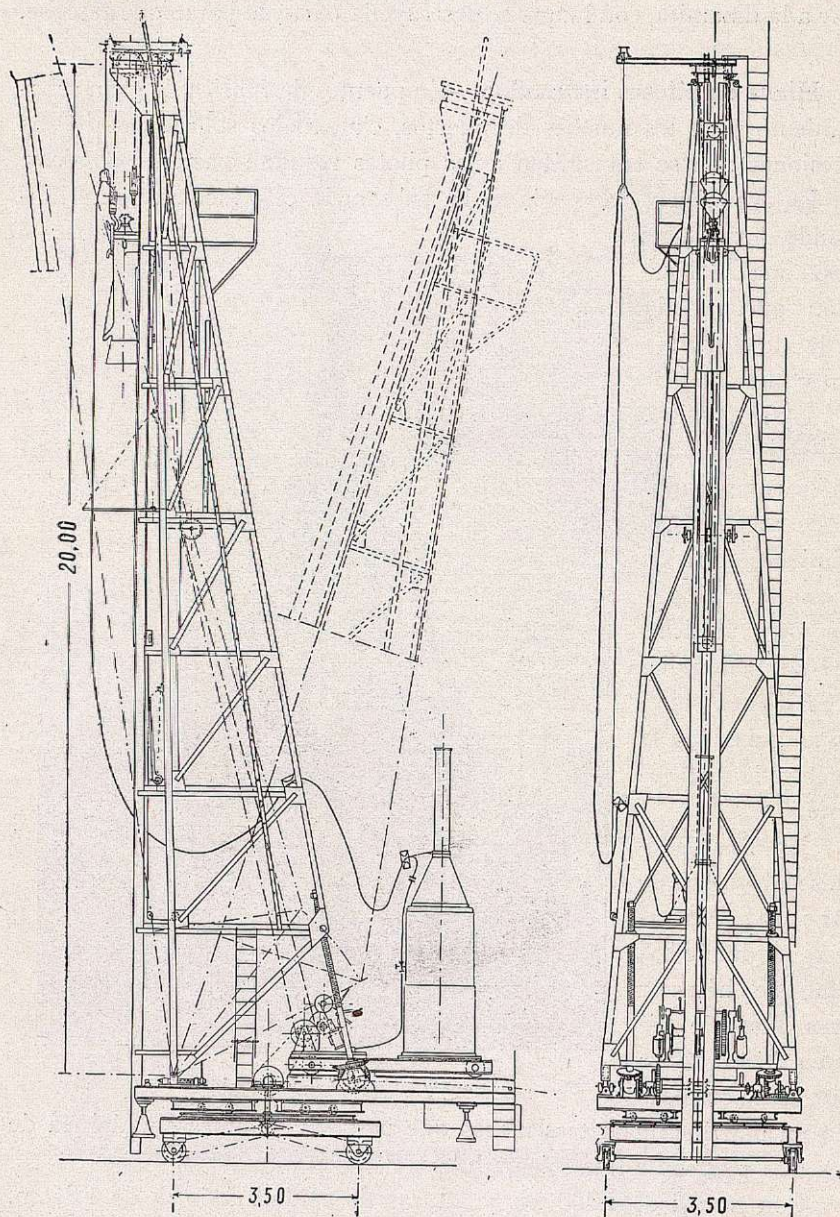


Fig. 71. Martinete Lacour de inclinación variable.

Pero también pueden disponerse las cabrias de los martinetes en forma tal que puedan adoptar la inclinación que se desea.

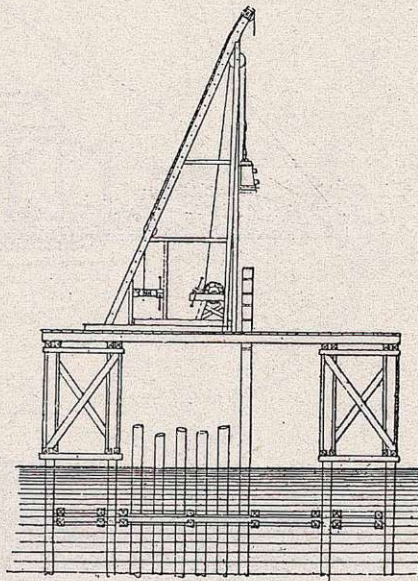
La figura 71 representa el modelo tipo Lacour de 20 m. de altura, cuya cabria puede inclinarse a voluntad mediante un mecanismo de tornillo que le permite alcanzar hasta la oblicuidad que se indica de puntos en la figura.

Sin embargo, todos estos dispositivos complican y encarecen la hinca, y no debe apelarse a ellos sino para obras que exijan un gran número de pilotes, o en que sea forzoso que éstos queden oblicuamente situados.

Instalación de los martinetes.—Si los pilotes han de hincarse en tierra, pueden los martinetes apoyarse sobre unos fuertes travesaños que faciliten su movimiento, y mejor aún sobre un carretón robusto de cuatro ruedas que circule a su vez sobre otro fuerte tablero móvil en sentido normal a la vía del carretón, con lo que la traslación del martinete en las dos direcciones normales, sobre todo si es de gran peso, resultará mucho más rápida y económica.

Cuando haya que hincar pilotes en el agua, puede establecerse un andamio, como el de la figura 72, sobre pilotes provisionales, que deberá estudiarse con vistas a que sirva de puente o, por lo menos, de andamio de servicio para la construcción del cimiento, primero, y del puente, después. En este andamio convendrá casi siempre añadir el doble carretón de que antes hablamos.

Pero si el río permite la navegación, será preferible establecer la machina sobre dos barcasas o chalanas gemelas, como en la figura 73, que con anclas y cabos se fijan en cada posición de los pilotes.



Andamio para la hinca.



Las instalaciones de estos andamios, corretones o barcazas, así como la elección del martinete, deberán ser tanto más completas y

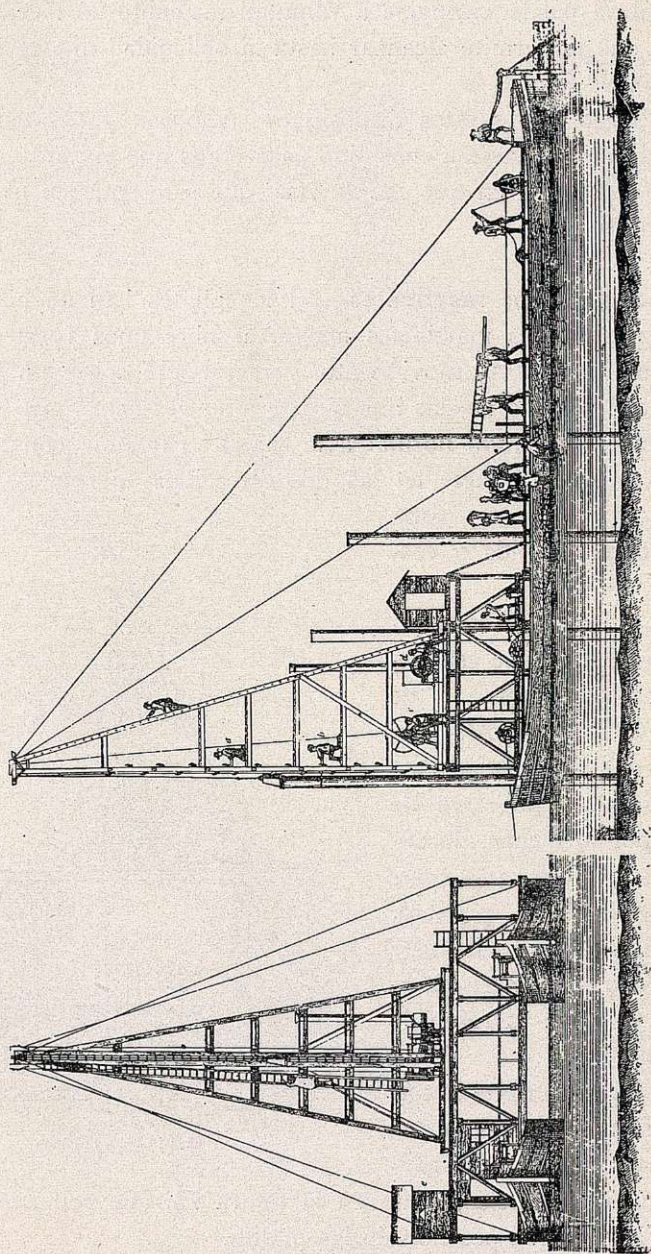


Fig. 78 Martinete sobre barcazas

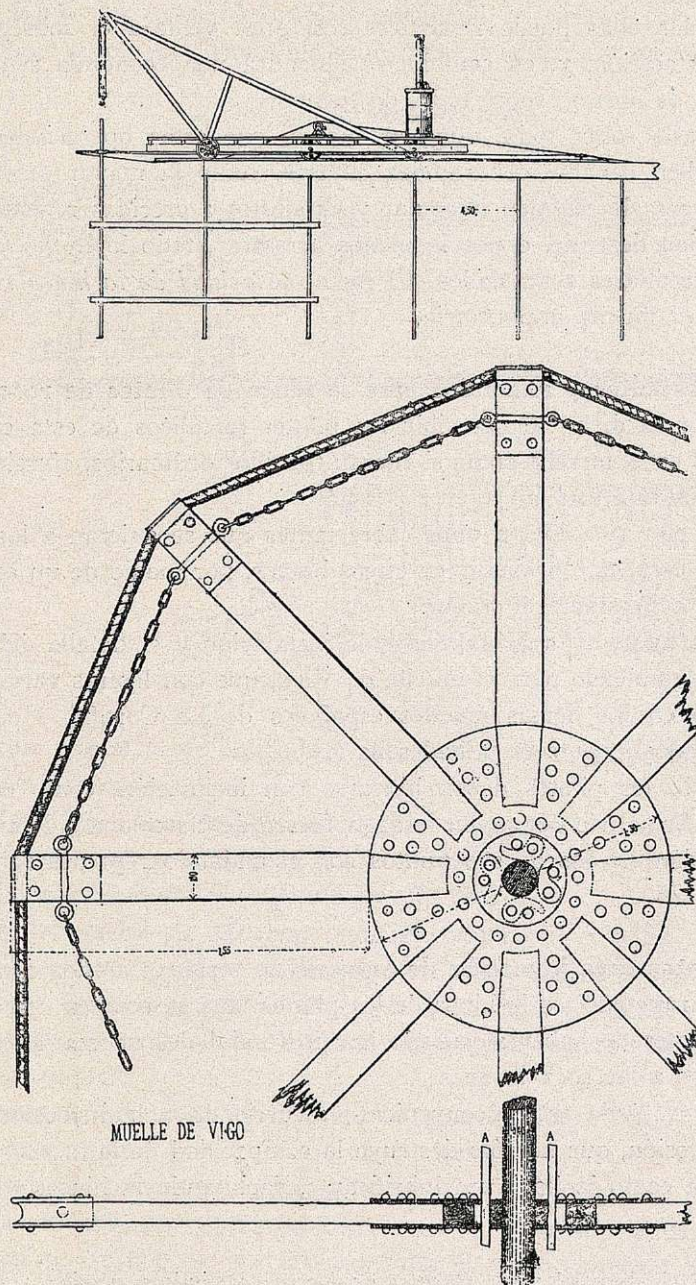


Fig. 74. Cabrestante para la hincia de pilotes de rosca.

mejor estudiadas cuanto que el número de pilotes sea mayor, pues entre todas ellas puede repartirse con gran ventaja el sobregasto de la instalación, y, en cambio, se obtendrá una economía sensible de mano de obra y, sobre todo, de tiempo.

Téngase, sobre todo, muy en cuenta, que estas operaciones de hinca deben llevarse con rapidez en ríos, como la mayor parte de los nuestros, de régimen irregular y expuestos a crecidas repentinas, que pueden destruir, o por lo menos arrastrar, todo lo hecho y los medios auxiliares acumulados. El factor *velocidad de la hinca* suele, pues, tener mucha importancia.

Cabrestantes y andamios para la hinca de pilotes de rosca.—

Como hemos dicho al describir los pilotes metálicos de esta clase, se hincan en el terreno como si fueran tornillos ordinarios, ejerciendo sobre ellos una torsión.

Para ello se emplean unos cabrestantes que se sujetan a los pilotes con escapes o bridas, y en cuyos brazos, por medio de un cable, actúa un cabrestante de vapor.

En la figura 74 representamos la instalación y el detalle del cabrestante empleado para el muelle de Vigo, que con ligeras variantes se aplicó en los demás muelles españoles de La Coruña, Huelva, Portugalete y puente de Ribadesella (1).

Cuando los pilotes deben hincarse con inclinación, como en el puente sobre el río Muga, en la línea férrea de Barcelona a Francia, se embridan en dos de sus puntos con el andamio representado en la figura 75.

Aparatos para inyección de agua.—Los terrenos arenosos ofrecen gran resistencia a la hinca de los pilotes, que se rompen con frecuencia antes de haber alcanzado las profundidades necesarias para sustraerlos a las socavaciones.

Pero se obvia este inconveniente recurriendo a la inyección de agua a presión, que no sólo destruye la compacidad de la arena, sino que actúa como lo haría un lubricante, facilitando la hinca.

(1) En el libro del autor *Puentes de hierro económicos, muelles y faros sobre palizadas y pilotes metálicos* (capítulo XIV), se enumeran y detallan un gran número de tipos de cabestrantes de esta clase.



Cuando los pilotes son tubos metálicos, se cierran por su parte superior, y con una bomba de gran presión se inyecta en su interior

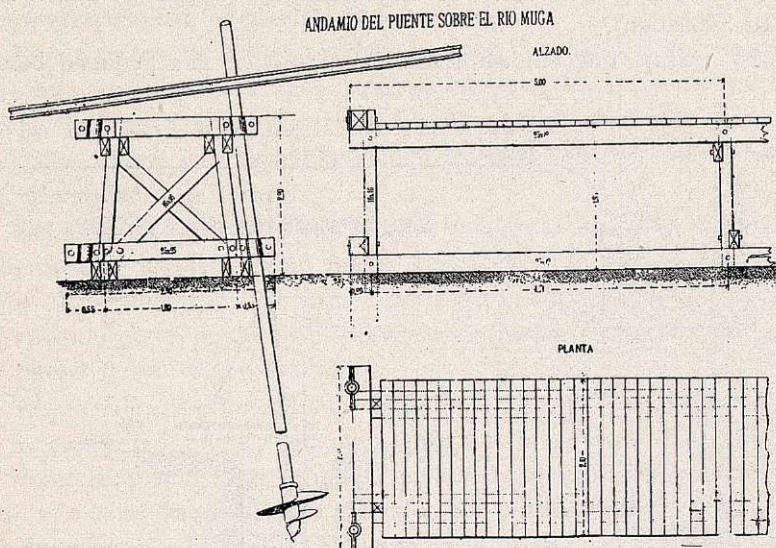


Fig. 75.

el agua, que al verse obligada a salir por la base del pilote produce el efecto deseado.

Ya dijimos que en 1855 el ingeniero Brunless consiguió de esta manera hincar en el terreno tubos de fundición apoyados en zapatas del mismo material (capítulo IV, fig. 36).

En el puerto de Huelva, nuestro compañero Albelda consiguió también extraer pedazos de un pilote de rosca que se había roto mediante el aparato dragador con agua comprimida, representado por la figura 76, cuyo simple examen basta para hacerse cargo de su funcionamiento.

Personalmente, en 1896, pudimos apreciar los efectos de la inyección de agua, para la hinca, en un lecho de arena, de los pilotes de rosca del puente de Ribadesella (capítulo IV, fig. 42).

En el extremo cónico de las roscas se abrieron varios orificios debajo de las hélices, por las que salía el agua a presión inyectada dentro de los tubos del pilote. Sin el empleo de este artificio no hubieran podido penetrar los pilotes en aquellas zonas del lecho del río, en que dominaba la arena pura.

Posteriormente, en 1905, tuve que recurrir a la inyección de agua para ayudar a la hínca en arena compacta de los pilotes de hormigón armado, sobre los que descansa nuestro puente de María Cristina (San Sebastián).

El aparato que allí empleamos consistió en una pequeña bomba

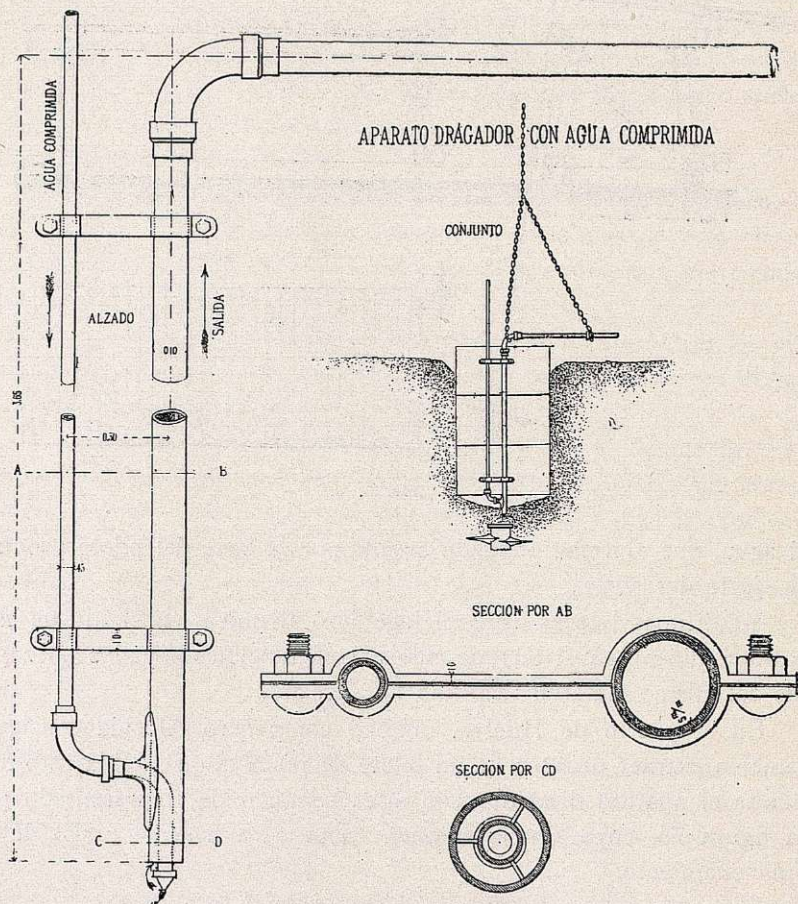


Fig. 76. Aparato dragador con agua comprimida.

centrífuga Farcot, de 50 m. de presión, acoplada por correa a un motor eléctrico, establecida en una barcaza, que aspiraba el agua del mar y la inyectaba a cuatro mangas, por medio de un cuádruple injerto de hierro, acoplado en el primer tubo de impulsión.

Estas mangas, de goma reforzada con alambre, de 4 cm. de diá-

metro, terminaban en unas lanzas verticales de tubo de acero, manejadas por otros tantos obreros, que las movían constantemente a lo largo de los cuatro lados del pilote, procurando que su extremo se aproximara a la punta del azuche.

La inyección de agua, ayudada por el peso del pilote, bastaba para que éste penetrara unos 3 m. en la arena. Después era preciso ayudar la hincia con un martinete Lacour y maza de 2.000 kg.

Conseguimos así hincar hasta unos 15 pilotes en cada marea baja, a profundidades de 6 m.

En el puente sobre el río Negro, carretera de Ceuta a Tetuán (Marruecos), empleamos un motor de gasolina de 15 caballos, acoplado directamente a la bomba centrífuga, e inyectamos el agua en un tubo de acero de 30 mm., previamente moldeado en el centro de los pilotes de hormigón armado.

El extremo inferior del tubo lanzaba el agua en uno de los lados de la punta del pilote. Aunque conseguimos la hincia en un lecho de arena muy fina, algo fangosa, no pareció darnos tan buen resultado como las cuatro lanzas laterales del puente de San Sebastián, sin duda porque la arcilla que contenía la arena atascaba fácilmente el extremo inferior del tubo cuando se golpeaba el pilote con el martinete.

En América se han simultaneado los dos métodos de inyección (1). El pilote lleva un doble tubo concéntrico: de 0,10 m. el exterior, de 0,05 el interior. Este último termina en forma de lanza, en el extremo del pilote. El tubo exterior está cerrado inferiormente, pero lleva en el extremo de sus paredes una serie de orificios, comunicados con pequeños trozos de tubo que desembocan en la superficie del pilote. Por estos tubitos, ligeramente encorvados hacia arriba, sale el agua a presión, que al correrse a lo largo de las paredes reduce el rozamiento del pilote contra el terreno; y como, por otra parte, la inyección del agua por el extremo del tubo interior socava el terreno en la punta del pilote, éste penetra por su propio peso en la mayor parte de los terrenos.

Con potentes inyecciones de agua se ha conseguido empotrar en la arena tubos de hormigón de 8,50 m. de altura y de 2,50 m. de

(1) *Engineer* (14 noviembre 1919); *Le constructeur de ciment armé* (julio 1921). Pág. 126, tomado del *Cientific American*.



diámetro, que sirvieron de columnas para el muelle de Ymuiden (Holanda) (1).

Para unos cajones de hormigón de 8×8 m., en un muelle del antepuerto de Calais, se inyectaba el agua comprimida por medio de 12 lanzas que desmoronaban la arena, y ésta se extraía mezclada con agua por medio de bombas chupadoras.

En resumen: en terrenos arenosos, la inyección de agua es no sólo útil, sino casi indispensable para la hinca de pilotes o de tubos, y se amortiza rápidamente el material que para ello se emplea, por las economías que se obtienen en la mano de obra de la hinca, cada vez más costosa, por la gran elevación de los jornales (2).

(1) TEDESCO Y FORESTIER: *Manuel du constructeur en beton armé*, pág. 495.

(2) Pueden verse datos interesantes de la hinca por inyección de agua en los *Annales de Ponts et Chaussées*, año 1878, primer semestre, "Note sur un nouveau système de fonçage de pieux", par M. Stocklin. Año 1879, segundo semestre, "Battage des pieux dans les terrains sablonneux"; par M. Widmer.



CAPÍTULO VI

TIPOS DE ATAGUIAS

Definiciones.—Altura de las ataguías.—Clasificación de los tipos.—Ataguías de tierra.—Ataguías de tierra y tableros de madera.—Ataguías escalonadas.—Ataguías de lona.—Ataguías para terrenos de roca.—Cajones sin fondo.—Ataguías de hormigón.—Ataguías con tablestacas metálicas.—Ataguías con tablestacas de hormigón armado.

Definiciones.—Son las *ataguías* unas paredes provisionales, destinadas a defender la excavación del cimientó contra la invasión del agua, facilitando el *agotamiento* de la excavación y la construcción *en seco* de las fábricas del cimientó.

Deben, pues, ser las ataguías *resistentes* al empuje del agua e *impermeables* a su filtración.

Es inútil, por lo tanto, emplear ataguías sobre terrenos muy permeables, porque de nada serviría la impermeabilidad de las paredes, si por el fondo del terreno filtran aguas abundantes, imposibles de agotar.

Sobre terrenos muy permeables sería preciso un *dragado previo*, hasta alcanzar el terreno impermeable, cuando lo haya, y construir entonces la ataguía sobre este terreno.

Altura de las ataguías.—Está determinada por la del nivel de



las aguas durante la época en que deban ejecutarse los cimientos, y según el tiempo que se calcule que ha de ser necesario para la construcción total del cimiento.

En obras fluviales, las paredes de las ataguías deben ser un poco superiores al estiaje, cuando se admita suficiente este período para ejecutar el cimiento.

Cuando se presuma que no bastarán los meses de estiaje, hay que dar a la ataguía la altura necesaria para quedar por encima de las crecidas ordinarias, ya que sería costosísimo precaverse contra una avenida extraordinaria.

En obras marítimas, las ataguías deben tener una altura superior a la de las pleamares.

Clasificación de los tipos de ataguías.—Pueden clasificarse: en ataguías de tierra, que comprenden las que se hacen con tepes o con tierra; ataguías de tierra y recintos de madera; ataguías de tela; ataguías para terrenos de roca, y ataguías de hormigón. Por último, se ejecutan ahora ataguías con tablestacas metálicas desmontables, o con tablestacas de hormigón armado, que sustituyen con ventaja a todos los demás tipos de ataguías empleados hasta ahora para alturas de agua considerables, por lo que sólo reseñaremos ligeramente

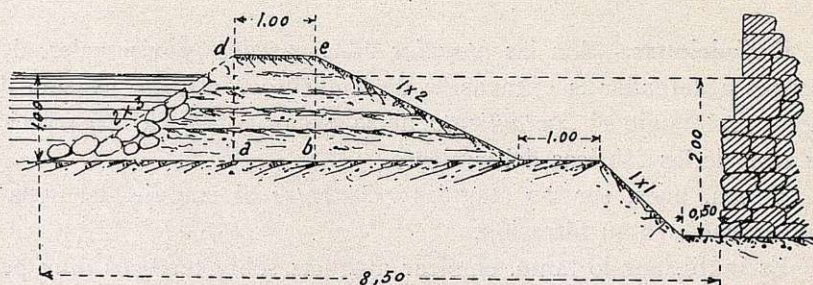


Fig. 77. Ataguía de tierra.

los sistemas de ataguías que no deben ya emplearse, limitándonos a detallar los de más frecuente aplicación.

Ataguías de tierra.—Para obras pequeñas y altura de agua que no excedan de 1,50 m., pueden ejecutarse ataguías con tierras, que

son entonces malecones con doble talud, pudiéndose proteger con escollera el talud exterior.

El ancho de la coronación no debe ser inferior a 1 m.: la inclinación de los taludes, de 1×2 .

Sus dimensiones en planta deben ser las necesarias para envolver el cimientó, con bermas suficientes para los trabajos de agotamiento y la ejecución de las fábricas.

Así, por ejemplo, para 1 m. de altura de agua y una excavación de 1 m. de profundidad por debajo del terreno (fig. 77), la anchura total entre los bordes exteriores del cimientó y de la ataguía necesita ser de unos 8,50 m. de cada lado.

Se comprende, por tanto, que a pesar de su aparente sencillez y economía, son muy pocos los casos en que pueda emplearse este tipo de ataguía.

Debe, además, construirse con ciertas precauciones, escogiéndose las tierras, que, por lo menos para el núcleo central *a b e d*, o mejor aun para la parte exterior, deben ser bastante arcillosas, para obtener con ellas la impermeabilidad indispensable.

Conviene limpiarlas de raíces y piedras y amasarlas, antes de verterlas en el agua, en gruesas bolas, que se apisonan a medida que van colocándose.

Cuando la altura del agua no excede de 0,50 m., pueden emplearse tepes que se disponen a la manera de una fábrica concertada.

Ataguías de tierra y tableros de madera.—Para reducir el espacio ocupado y el volumen de las tierras se emplean recintos de madera de pilotes y tableros.

Para alturas de agua hasta 2 m. puede bastar un solo recinto (fig. 78).

Si el nivel del agua excede de 2 m., es casi necesario un doble recinto, que conviene apuntalar con codales (fig. 79).

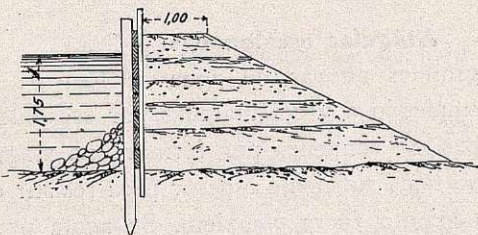


Fig. 78

Se componen estos recintos de pilotes hincados con mazas de

mano generalmente, a distancias de 1 a 2 m., tras de los que se colocan tableros de madera. Las juntas de éstos se tapan con tablestacas.

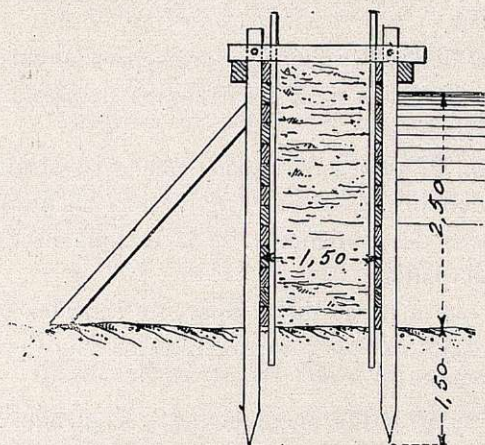


Fig. 79.

Se consolida e impermeabiliza la ataguía con arcillas arenosas apisonadas por capas horizontales.

La separación de los recintos varía de 0,80 a 1,50 metros, según la altura de agua y calidad de las tierras. Excepcionalmente se redujo a 0,25 m., rellenando el hueco con fango compacto e impermeable (fig. 80); pero es preciso entonces reforzar con escollera el pie de los recintos. Conviene arriostrar por la parte superior de la

los recintos dobles; pero debe hacerse por la parte superior de la ataguía, pues de hacerlo atravesando las tierras del relleno se provocan peligrosas vías de agua. Sin embargo, cuando el relleno es de fango, no hay inconveniente en enlazar los dos recintos por pernos de hierro que atraviese en el relleno, porque el apisonado puede ser más enérgico y la impermeabilidad menos precaria.

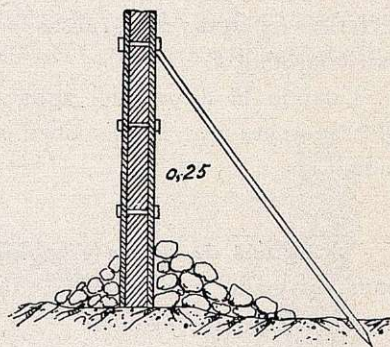


Fig. 80.

Ataguías escalonadas.— Para grandes alturas de agua se han empleado a veces ataguías por escalones, construídas en varias etapas. Se comienza por formar una ataguía de pared doble, pero que no tiene suficiente espesor para resistir el empuje exterior, si el agotamiento fuera completo. Se agota parcialmente y se eleva por la parte interior otra ataguía yuxtapuesta a la primera y de menor altura; se efectúa otro agotamiento parcial y se construye otra tercera ataguía. Hay que reforzar el conjunto con tornapuntas, y en defini-

tiva, resulta más cara de mano de obra y necesitan mayor espacio, por lo que no deben emplearse.

Ataguías de lona.—El entramado es análogo a los ya descritos. La impermeabilidad se obtiene sustituyendo los tableros por una lona de la clase empleada para velas de barco, que se impermeabiliza, no sólo por la dilatación del tejido en contacto del agua, sino por una mano de brea con que se pinta.

El borde inferior, que debe ser abundante, se recubre de piedras para que adhiera al suelo e impida la entrada del agua por debajo de ella.

Este tipo de ataguías se emplea únicamente para alturas de agua de 1,50 m. como máximo; pero puede utilizarse el procedimiento, para complementar la impermeabilidad de alguna otra ataguía que resulte imperfecta.

Ataguías para terrenos de roca.—Los tipos de ataguías con recintos de madera que acabamos de describir, sólo pueden aplicarse cuando el terreno permite la hincada de los pilotes, que son el elemento resistente.

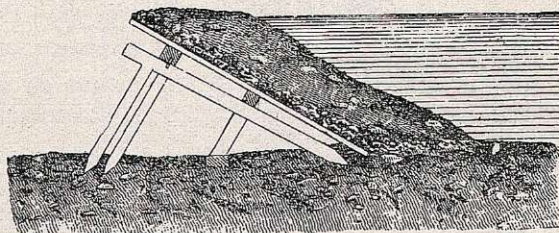


Fig. 81.

Cuando el suelo es de roca hay que emplear otras disposiciones. La más sencilla (fig. 81), para pequeñas alturas de agua, consiste en una serie de caballetes triangulares, apoyados en el terreno, sobre los que se apoya el tablero, que se impermeabiliza con tierra.

En la presa de Chèvres se ha empleado otra disposición análoga para una altura de agua de 6,00 (fig. 82).

El tablero, que se apoyaba sobre carriles viejos, tenía 6 cm. de grueso, y para conseguir la impermeabilidad sin recubrirlo de tierra, se calafateó cuidadosamente, empotrando su borde inferior en una roza abierta por buzos en la roca y rejuntando con mortero de cemento. Asimismo se empotraron las tornapuntas en hormigón sumergido.

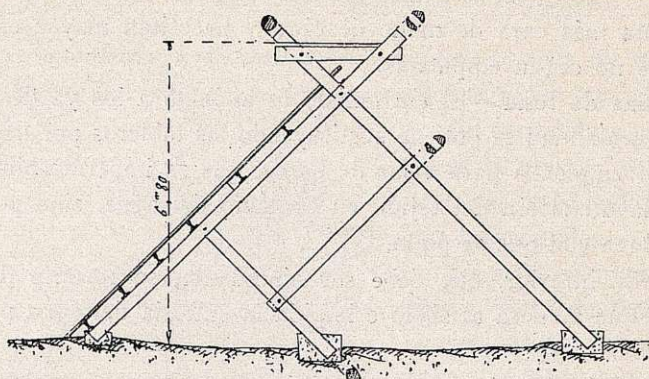


Fig. 82.

En el Viaduc de Gour Noir (1) hubo que construir una ataguía sobre granito anfibólico (fig. 83).

Se construyeron dos recintos sujetos al terreno por unos pilotes de acero cuadrado de 5 centímetros de grueso, a unos 2 metros de distancia, que se empujaban con mortero de cemento en agujeros previamente perforados en la roca.

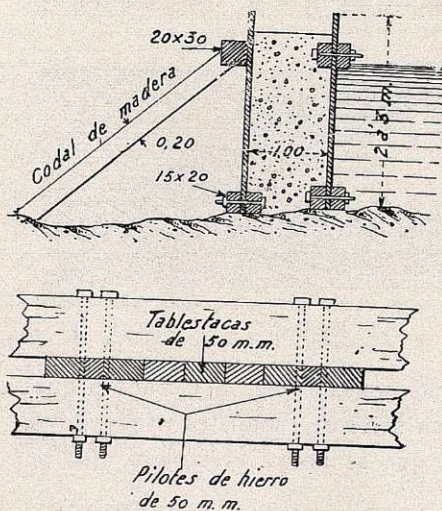


Fig. 83.

Entre estos pilotes se colocaron tablestacas de madera de igual grueso, todo ello sujeto por cepos y pernos. Se rellenó con hormigón sumergido el intervalo de los dos recintos.

Cajones sin fondo.—

En Francia principalmente, se empleó bastante a mediados del siglo pasado el procedimiento

de *cajones sin fondo* como ataguías para el agotamiento en lechos de río de nivel constante. Se dragaba primero el terreno hasta descubrir el terreno firme e impermeable en que había de cimentarse (figura 84). Mientras tanto, se construía en una grada en la mar-

(1) "Notice sur la construction du Viaduc du Gour Noir", par Mr. Draux: *Annales des Ponts et Chaussées*, primer semestre, pág. 556.

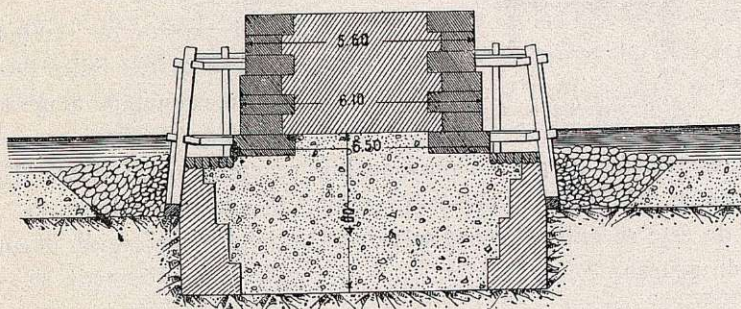
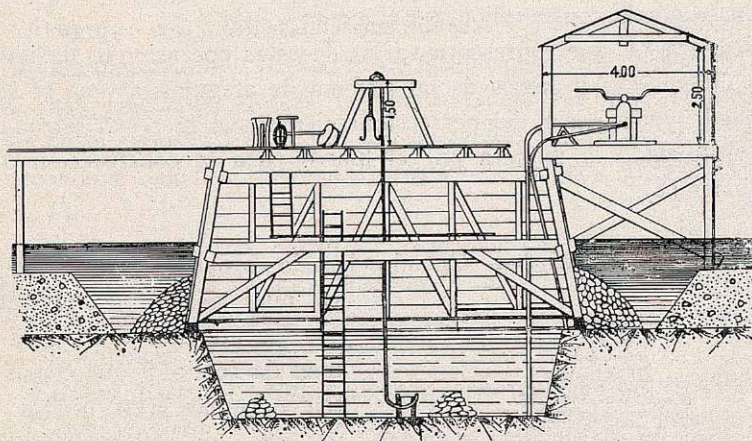
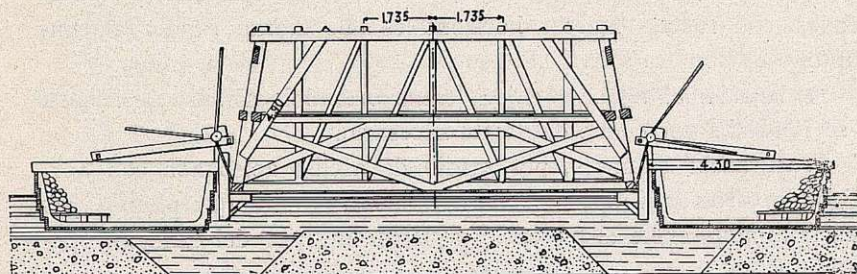


Fig. 84. Cajón sin fondo para atagüía

gen inmediata un cajón de madera, constituido por cuatro paredes verticales, o con un pequeño talud, de tablas bien ajustadas y calafateadas, con fuertes marcos horizontales que dieran rigidez al conjunto.

Se lanzaba al agua el cajón, transportándolo al sitio de la pila, y se fondeaba por medio del lastre necesario.

Procurábase entonces, por medio de arcilla apisonada con hormigón u otros artificios, obturar los huecos por los que pudiese penetrar el agua entre el terreno y el borde inferior del callejón, operación difícil y expuesta a contingencias.

Se agotaba entonces dentro del cajón impermeable, procediéndose en seco a la construcción del cimiento.

La figura 84, que representa varias de estas operaciones, da idea de las dificultades y gastos de tal sistema de ataguías, al que se ha renunciado ya, a pesar del perfeccionamiento que se creyó introducir, sustituyendo la madera por el hierro para la construcción de los cajones (1).

Ataguías de hormigón.—Cuando el suelo en que va a cimentarse

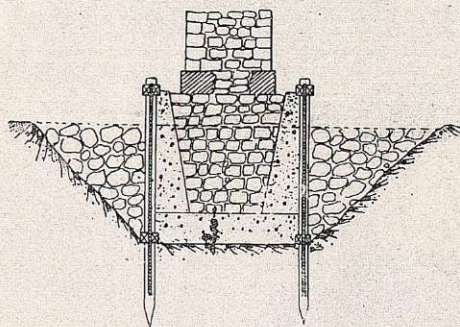


Fig. 85. Ataguía de hormigón.

es muy permeable, pueden hacerse ataguías que se llaman de fondo, y que consisten en tapar estas filtraciones con una solera de hormigón sumergido en el fondo de la excavación, previamente dragada.

En el puente de Arriondas, sobre el río Sella (Asturias), construimos ataguías de este tipo (fig. 85).

La excavación en gravas muy sueltas se ejecutó con buzos. En el perímetro del fondo se clavó un recinto de pilotes y tablestacas y dentro de éste se extendió una solera de hormigón sumergido de un metro de grueso.

(1) En todos los libros franceses de construcción de puentes se han dado detalles prolijos sobre estos cajones sin fondo; pero no consideramos útil reproducirlos aquí.

Sobre éste se colocó un cajón sin fondo de madera, y entre el cajón y el recinto se relleno el hueco con hormigón, también sumergido.

Se agotó el interior, y ya en seco se macizó con mampostería. Por último, para precaverse contra las socavaciones posibles, se defendió el cimientó con escollera en los taludes de la excavación.

A pesar de las precauciones con que se ejecutó el hormigón sumergido de la solera, no bastó el espesor de un metro para evitar las filtraciones de fondo: hubo que seguir sumergiendo hormigón hasta obtener un grueso de dos metros en la solera.

Ataguías con tablestacas metálicas.—Pero todos estos tipos de ataguías han caído en desuso estos últimos años por el empleo, cada día más frecuente, de las tablestacas metálicas, que ya describimos en el capítulo IV, y que han permitido reconstruir con rapidez y economía muchos puentes franceses destruidos durante la guerra (1).

En España se han hecho algunas aplicaciones, entre las que citaremos la ataguía para el cimientó de una presa en el Guadalquivir y las de cimientos de unos varaderos para la Constructora Naval de Valencia.

En los Estados Unidos se han ejecutado obras considerables mediante ataguías de esta clase, y hasta intentaron los americanos descubrir los restos del acorazado *Maine*, cuya explosión en el puerto de la Habana determinó nuestra guerra con aquel país.

Para formarse una idea de las dimensiones colosales de la ataguía al efecto construída, la representamos en las figuras 86 y 87.

Estaba constituída esta ataguía por 20 cilindros de 15 metros de diámetro, que una vez hincados a la enorme profundidad de 23 metros, se reforzaron exteriormente por otras paredes curvas suplementarias.

Se rellenaron los cilindros con tierras bien apisonadas, para aumentar la resistencia y asegurar la impermeabilidad.

Se acometió el agotamiento con bombas poderosas; pero al lle-

(1) *Annales des Ponts et Chaussées* de 1921. (Nota del Ingeniero Monsieur Claise.)



gar a 5,60 metros el desnivel de agua, empezaron a notarse flexiones de las paredes, que obligaron a reforzar éstas interiormente con

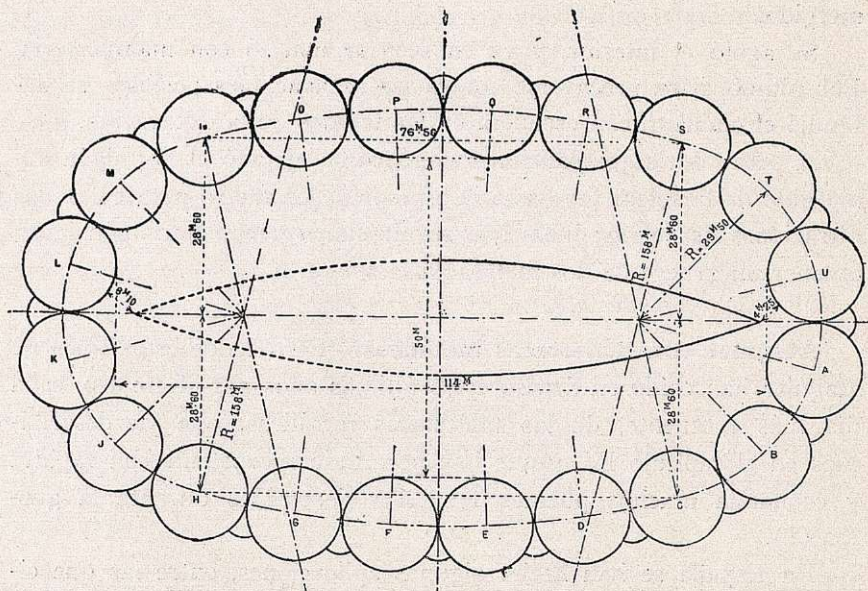


Fig. 86. Planta de la atagüa para extraer el «Maine».

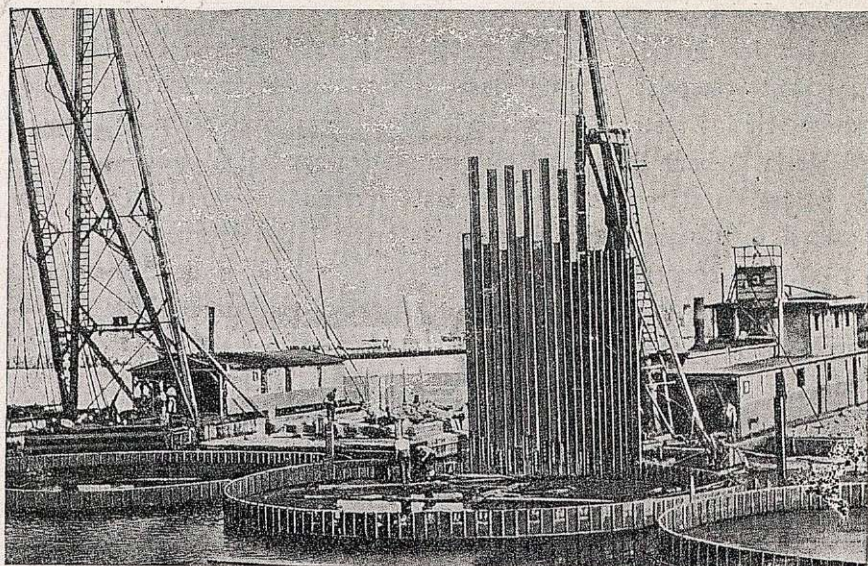


Fig. 87



20.000 metros cúbicos de piedra. Pero aun así, al proseguir el agotamiento, alcanzaron las inclinaciones de las paredes hasta un metro, y hubo que modificar la marcha del trabajo (1).

Pero este fracaso, que obligó a enormes gastos para conseguir el objeto deseado, como otros muchos ocurridos en agotamientos importantes, no resta valor a las positivas ventajas de esta clase de ataguías sobre todos los demás sistemas anteriormente empleados.

Recientemente hemos comprobado las excelencias del procedimiento en los cimientos de cuatro pilas para el puente sobre el río Sebú, para el ferrocarril de Tánger a Fez, para cuyos agotamientos se emplearon tablestacas Ramsone (fig. 88).

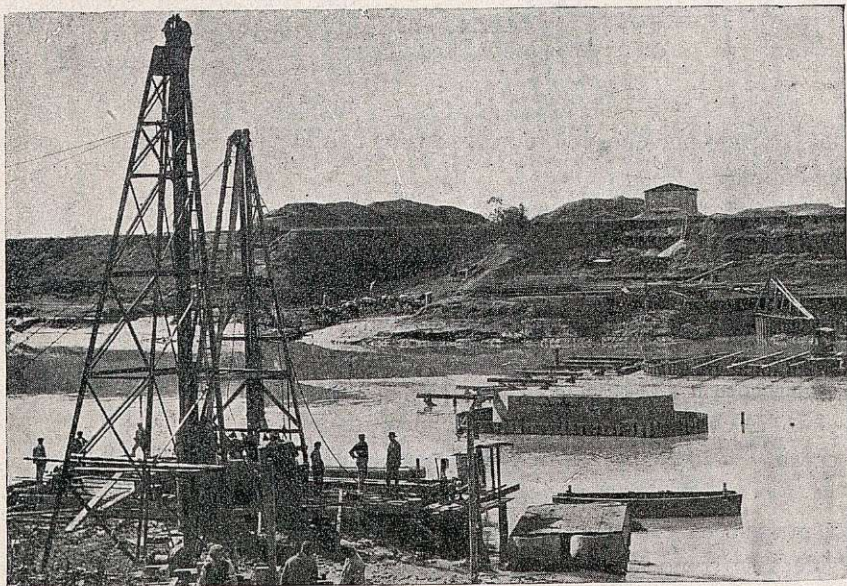


Fig. 88. Ataguías metálicas en el puente del Sebú.

El servicio para cada pila se hizo sobre un andamio apoyado en once pilotes de madera (fig. 89). Se replanteó la ataguía curva, de manera que su perímetro fuera múltiple de los 36 cm. de ancho de las tablestacas; se necesitaron 85 para cada pila.

(1) En las páginas 363 a 705 del *Madrid Científico* de 1911, nuestro compañero E. Navarro Beltrán, residente en la Habana, publicó varios interesantes artículos sobre la primera tentativa.

Se consiguieron cerrar las ataguías hincando simultáneamente las tres últimas tablestacas, en el orden 83, 85, 84 (fig. 90); pero la hincada completa de la 84 debía preceder a la terminación de la de las 83 y 85.

Pero aun en el caso de que por circunstancias imprevistas la distancia entre la 82 y la tablestaca primera resultara inferior

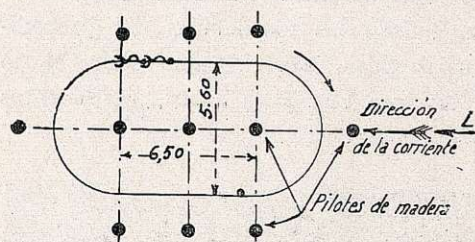


Fig. 89.

a tres anchos, el cierre se efectuaba desviando las últimas tres tablestacas en forma parecida a la figura 91.

No parece, pues, dudoso que el empleo de ataguías de tipo análogo resuelva satisfactoriamente el problema de muchos agotamientos difíciles,

sin que por ello deje de ofrecer las contingencias propias del procedimiento.

En efecto: en ataguías de gran altura, e hincadas en terrenos variables, no es fácil conseguir que las tablestacas metálicas penetren con la verticalidad calculada, y se desvían o se inclinan, lo que dificulta sensiblemente el cierre de la pared, obligando a toda clase de artificios, no siempre eficaces.

Es, pues, un buen procedimiento, muy ventajoso en ciertos casos; pero no debe considerarse como la panacea, ni de las ataguías, ni de los agotamientos, cuyas contingencias reducen, pero no suprimen, pues quedan las filtraciones de fondo, no siempre agotables.

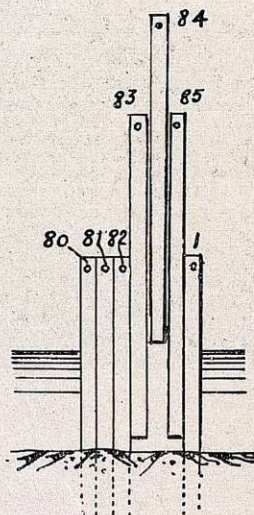


Fig. 90.

Ataguías con tablestacas de hormigón

armado.—Los recintos construídos con las tablestacas de hormigón armado descritas en la página 76, son muy resistentes, pero no se puede pretender análoga impermeabilidad que la que se consigue con las tablestacas metálicas, por muy perfecto que sea el contacto entre las tablestacas.

Pero cuando las alturas de agua son grandes, pueden construirse ataguías de doble recinto: uno con tablestacas metálicas y otro con

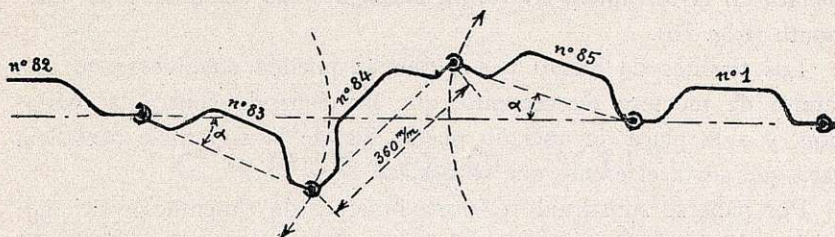


Fig. 91.

tablestacas de hormigón armado, entre los que se puede apisonar tierras, y aun mejor fangos, que aseguran la impermeabilidad y la resistencia mediante los arriostramientos necesarios.

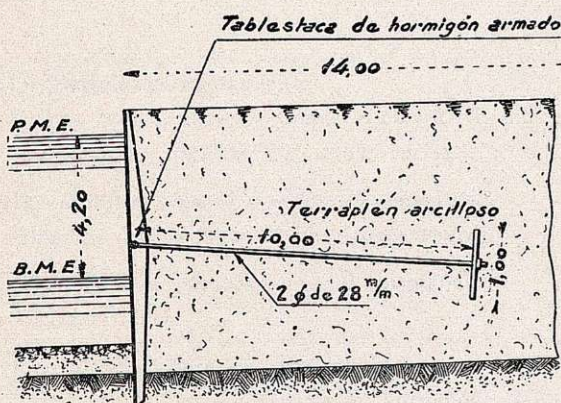


Fig. 92. Ataguía con tablestacas de H. A.

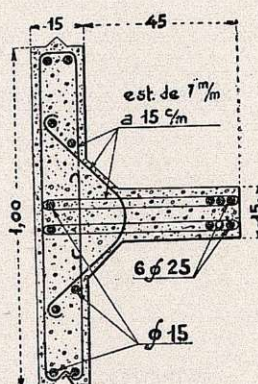


Fig. 93. Sección de la tablestaca

En el Concurso de proyectos para la construcción del dique de carena de Cádiz, el autor había propuesto, entre varias soluciones, una ataguía de esta clase, con un desarrollo total de 600 m. y para una altura de agua de 5 a 7 m. (figuras 92 y 93).

Ofrecía en este caso la ventaja de que el recinto exterior de hormigón armado sirva de paramento de atraque para los barcos, con mayor duración que el de tablestacas metálicas, más oxidable por las aguas del mar.

Como se ve, los nervios de cada tablestaca son unas vigas en forma de igual resistencia, que estarán atirantados por dos redon-

dos de acero de 28 mm., en cuyo extremo una placa de H. A. se anclará en el terraplén, en forma análoga a las del muelle de Yarmouth (pág. 76).

Los tirantes de hierro y sus tuercas pueden envolverse en una camisa de mortero de cemento, que las defienda contra la oxidación, y a la placa de anclado puede dársele la superficie necesaria para que surta el efecto que se desee.

Por haberse substituído el procedimiento de cimentación de agotamiento por el de cajones con fondo, descritos en el capítulo X, no hubo necesidad de construir estas ataguías.



CAPÍTULO VII

MATERIAL PARA LA EJECUCION DE LOS CIMIENTOS

§ I.—Material de agotamiento.

Cubos y achicaderas.—Bomba Letestu.—Bomba centrífuga.—Otros tipos de bombas.—Bombas para aguas sucias.

§ II.—Material para el dragado de cimientos.

Bombas de succión.—Dragas.—Escafandras.

§ III.—Aparatos para sumergir el hormigón.

Cajas.—Tolvas.

§ IV.—Material para aire comprimido.

Esclusa de hierro.—Esclusa de hormigón.—Maquinaria.—Cabrestantes.—Hormigoneras.—Chimeneas.—Alumbrado.—Campanas.

Además del material de vías y vagones para transportes, de trituradoras y hormigoneras, para la fabricación de arenas y hormigones, de calderas, máquinas de vapor y motores de petróleo o eléctricos, propios y necesarios para la ejecución de toda clase de obras, por lo que se estudian en los cursos de máquinas y en los de construcción de obras, debemos aquí ocuparnos del material que se emplea especialmente en la ejecución de los cimientos.

Hemos descrito ya los tipos de aparatos y andamios para la hincas de pilotes.



Vamos a reseñar ahora las bombas que se emplean para los agotamientos, las dragas y escafandras para las excavaciones debajo del agua, los aparatos para sumergir el hormigón y, por último, el material para el aire comprimido.

§ I.—Material de agotamiento.

Cubos y achicaderas.—En obras de pequeña importancia, o en aquellos cimientos en que las aguas que se presentan son manantiales de escaso caudal, los agotamientos pueden efectuarse con cubos ordinarios de lona, madera, hierro o cinc, o con achicaderas de madera o palastro.

Estas son unas cucharas de forma rectangular, de unos 40 cm. de largo por 25 de anchura, provistas de un mango largo. Se manejan como palas y se arroja con ellas el agua a brazo, por fuera de la atagüa.

Bomba Letestu.—Pero cuando las aguas de filtración son más abundantes, es preciso recurrir al empleo de *bombas*.

La de más fácil manejo y más frecuentemente empleada es la llamada de Letestu, que todas las Jefaturas y muchos contratistas poseen en sus almacenes.

Consta de dos cuerpos de bomba cilíndricos de palastro (fig. 94), a cuya parte inferior viene a parar el tubo de aspiración.

Como las aguas aspiradas por los agotamientos suelen contener fangos, arenas y hasta gravillas, para que las válvulas de la bomba no se estropeen rápidamente, tienen una disposición característica que las diferencia de las bombas corrientes de incendio manejadas a brazo.

El émbolo, de forma cóncava, tiene menor diámetro que el cilindro.

Lleva numerosos orificios y está recubierto por un disco de cuero que roza contra las paredes del cilindro.

Cuando cesa la aspiración del agua por haber terminado la carrera de uno de los dos émbolos, se cierra la válvula inferior por su propio peso. Desciende entonces el émbolo y el agua pasa a través de los orificios del émbolo descendente.



Cuando vuelve a ascender, el peso del agua oprime el disco de cuero contra el émbolo y el cilindro, que queda así obturado, vertiéndose el agua a un canalizo dispuesto debajo del hueco de salida.

Esta bomba, construída de hierro galvanizado, lo que impide su oxidación, es ligera, pero robusta y fácil de reparar.

Aunque la reposición de los cueros es fácil, conviene mantenerlos húmedos, o aun mejor, engrasados, cuando no funcionen.

La altura de aspiración no debe exceder prácticamente de 5 m.

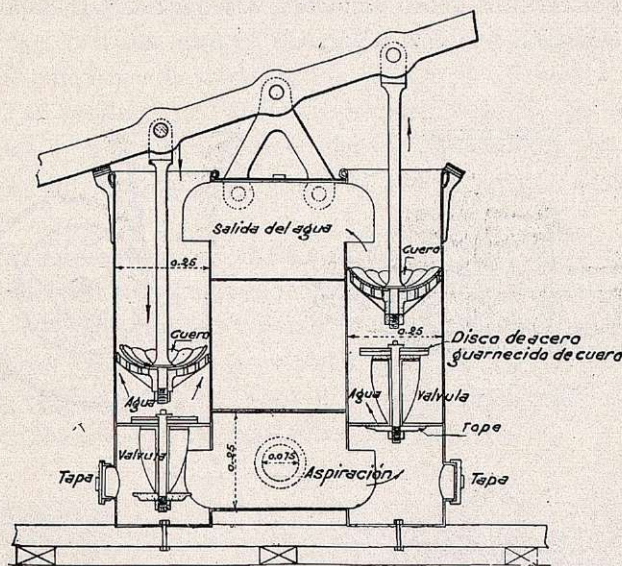


Fig. 94. Bomba Letestu.

Debe dársele una marcha lenta, de unos 13 golpes por minuto, para obtener un rendimiento de 50 a 65 por 100.

Hay tres tipos de bombas Letestu, con diámetros de cilindros de 0,25, 0,30 y 0,40 m., siendo su respectivo rendimiento de 300, 500 y 800 litros por minuto, a razón de 13 emboladas cada émbolo.

La de 0,25 es la más corriente, y sólo necesita para su manejo tres brigadas de ocho hombres, que se retiran cada cuarto de hora, con ocho horas de trabajo por brigada.

Cuando no puede mantenerse el agotamiento con esos 24 peones, es preferible agotar con bombas mecánicas.

Puede aumentarse el rendimiento de las bombas Letestu aplicándoles motores de vapor o eléctricos, y así se ha hecho algunas veces.



Pero cuando la cantidad de agua es considerable, es preferible renunciar desde luego a esas bombas y recurrir a las centrífugas.

Bomba centrífuga.—Son innumerable los tipos y fuerzas de las bombas centrífugas, fabricadas en todos los países. En España mismo se construyen en Bilbao (1), con rendimientos quizás más elevados que los de 30 a 50 por 100, que tienen la mayoría de las bombas extranjeras.

Para agotamientos deben emplearse las llamadas de baja presión, para una elevación máxima teórica de 25 m.

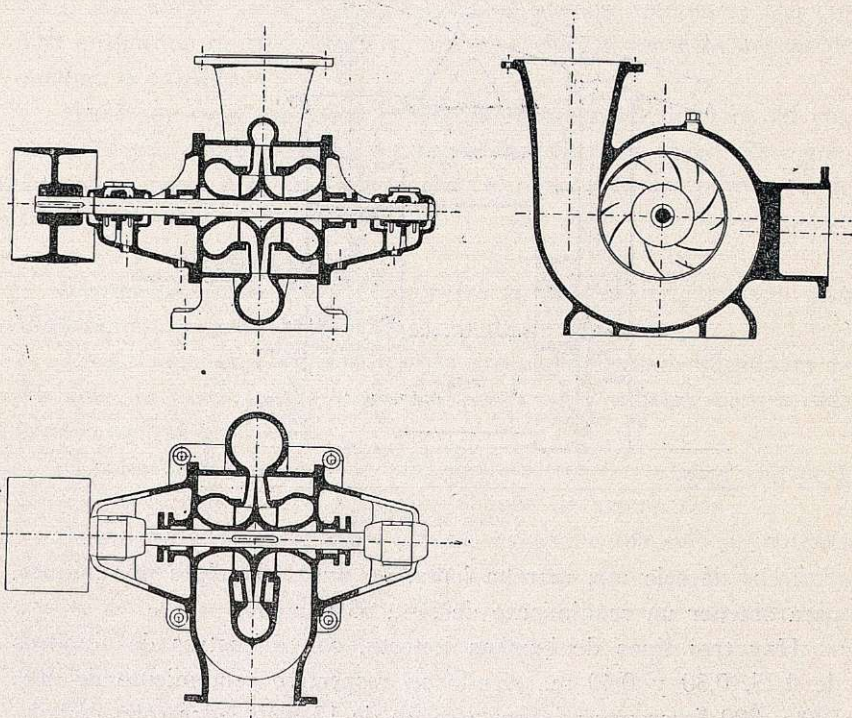


Fig. 95.

La potencia de la bomba se fija según el caudal de agua que debe agotarse.

El principio de esta bomba (fig. 95) es el siguiente: una rueda

(1). Herrero y Zubiria. Elcano, 19, Bilbao.

pequeña de paletas curvas, encerrada en un cilindro, gira sobre su eje con gran velocidad.

Para que arranque la bomba hay que *cebarla*, es decir, llenarla de agua, así como el tubo de aspiración, cuyo extremo se mantiene a ese efecto cerrado por una válvula mientras no funciona la bomba. Para esta operación previa lleva la bomba un embudo exterior, por el que se vierte el agua necesaria para cebarla.

Se pone entonces en marcha el motor, que imprime al eje y sus paletas un movimiento rápido de rotación.

La fuerza centrífuga que en el agua se produce la empuja hacia la pared del cilindro y la expulsa, por el tubo de elevación. Simultáneamente se produce un vacío en la parte central del cilindro, que determina a su vez la aspiración del agua que afluye por el tubo de aspiración, cuya válvula de fondo se abre entonces automáticamente.

Al continuar la rotación, el movimiento del líquido se establece de un modo constante y uniforme, lo que permite, con un aparato de volumen reducido, aspirar caudales de agua considerables.

Las bombas centrífugas se accionan por locomóviles o motores de petróleo o eléctricos. En estos últimos casos pueden acoplarse directamente los ejes de motores y bombas (fig. 96).

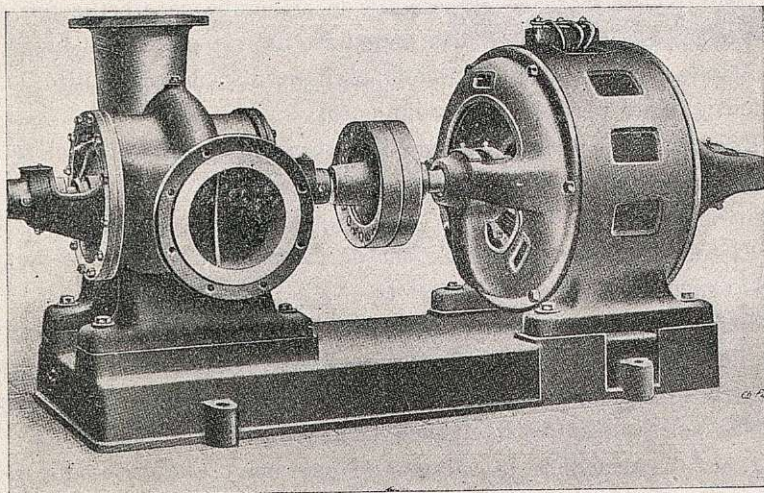


Fig. 96. Bomba centrífuga directamente acoplada.

Cuando se utilizan locomóviles es preciso interponer una correa bastante larga, pues que las velocidades de ambas máquinas son muy diferentes.

Para cada altura de *elevación* hay velocidades de rotación que producen rendimientos máximos. Para alturas de 4 a 9 m. esta velocidad puede variar de 150 a 750 vueltas por minuto.

No conviene que la altura de *aspiración* exceda de 5 m., y *no debe ser nunca* inferior a 8 metros.

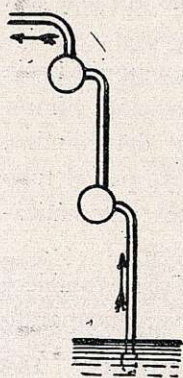


Fig. 97.

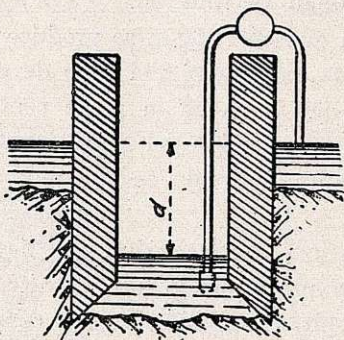


Fig. 98.

Cuando esto ocurra, es preciso conjugar dos bombas de igual potencia. Para ello (fig. 97), la bomba inferior aspira directamente el agua, que es impulsada a la bomba superior.

Marchando a igual velocidad se reparten íntegramente el trabajo de elevación.

Debe procurarse que el desagüe de la bomba se efectúe por debajo del nivel constante y más inmediato del río o mar, en lugar de expulsarla al aire libre, dejándola caer en cascada o canalizos, con la consiguiente pérdida de rendimiento.

Estableciendo un sifón invertido, como, por ejemplo, en el cajón de la figura 98, el trabajo de elevación será el correspondiente al desnivel *d*.

El tubo de aspiración suele ser de caucho con espiral de hierro, por lo menos en su parte inferior.

Termina por un pequeño depósito de hierro, llamado *alcachofa*, que lleva un gran número de agujeros, cuyo objeto es impedir que se introduzcan en el aparato cuerpos extraños, que pudieran romper las paletas o impedir el buen funcionamiento de la bomba.

Lleva la alcachofa la válvula de que hemos hablado, que permite cebar la bomba y mantenerla cargada, aunque deje de funcionar algunos instantes.

Otros tipos de bombas.—Además de las bombas centrífugas, se han empleado a veces otros de los muchos tipos de máquinas de agotamientos que se emplean en la agricultura, como las norias (figura 99), o en las minas: ruedas hidráulicas; bombas Greindl; pulsómetros; eyectores del tipo Giffard; bombas Mammout, por aire comprimido; pero sólo se utilizan estos sistemas de agotamientos en casos muy especiales, que en nuestra larga experiencia no hemos tenido ocasión de encontrar.

Por tal motivo, consideramos innecesaria su descripción, que más bien corresponde al estudio de las máquinas.

Bombas para aguas sucias.—

Ocurre con alguna frecuencia, sobre todo en terrenos fangosos, que las aguas procedentes del agotamiento salen muy sucias, a pesar de la alcachofa del tubo de aspiración.

Se obstruyen entonces con alguna facilidad las bombas Letestu, y aun más las centrífugas, lo que ocasiona paradas en el agotamiento, que entorpecen el trabajo, y un desgaste rápido de válvulas y paletas.

Hemos empleado entonces con éxito la llamada *cadena hélice*, en la que los cangilones de la noria, representada en la figura 99, se sustituyen por una *cadena hélice* o una *correa hidráulica*, que por capilaridad y adherencia elevan el agua con buen rendimiento.

La "cadena hélice" consiste (fig. 100) en una cadena envuelta por una o varias hélices de redondos de acero sujetos de metro en metro a la cadena, de manera a sustituir los cangilones de la noria vulgar.

Imprimiendo a la cadena un ascenso rápido y vertical por medio

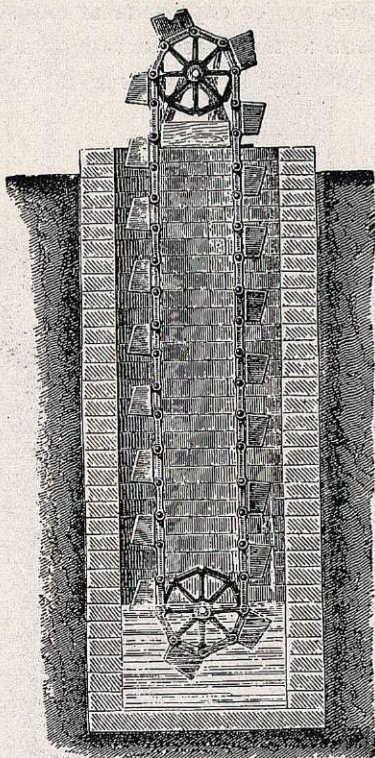


Fig. 99. Noria.

de la polea superior *A*, arrastra en su lado *M* una gran cantidad de agua sostenida en las espiras y cadena por capilaridad y adherencia, agua que es expulsada al exterior por la fuerza centrífuga desarrollada al arrollarse la cadena sobre la polea *A* y ser contenida y dirigida por la envolvente *B* hacia el canalizo *E*.

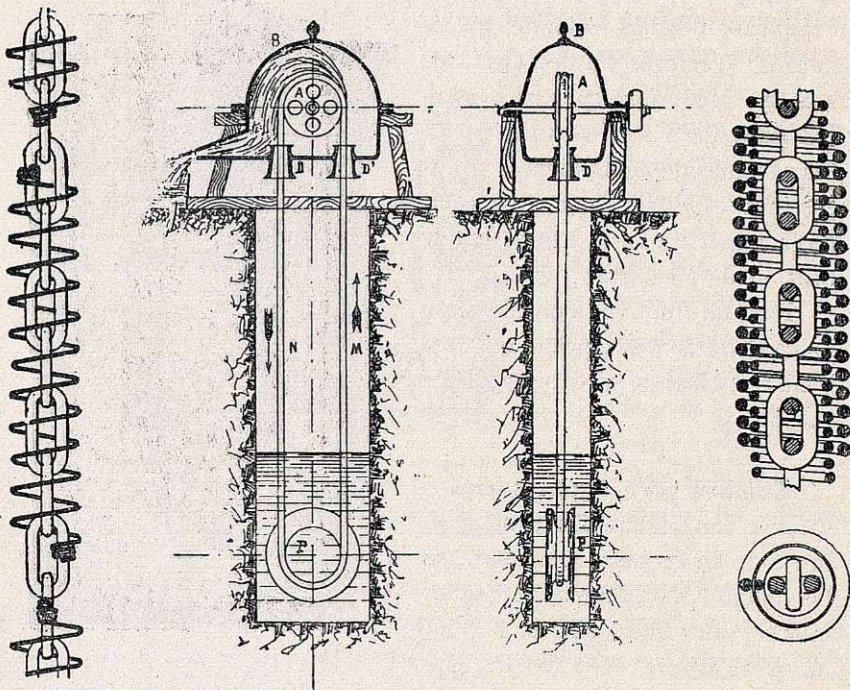


Fig. 100. Cadena hélice.

La rama *N* baja, desprovista de agua, para cargarse en el fondo al pasar por la polea *P*, que gira libremente con ella, manteniendo con su peso tensas y paralelas ambas ramas de la cadena.

Añadiendo trozos de cadena se puede aumentar gradualmente la profundidad del agotamiento.

Pueden accionarse a brazo o con motor.

Con un motor de 1,40 HP, y un precio total para el aparato completo de 1.300 pesetas, con una cadena de 40 mm. pueden extraerse hasta 160 litros por minuto de 30 m. de profundidad.

Pero a partir de alturas de 20 m. y rendimiento de 160 litros

minuto, es preferible otro tipo de bomba, llamado *correa hidráulica* (figura 101), inventado por el ingeniero de Minas don J. Menéndez Ormaza, menos expuesto que la cadena hélice a las interrupciones por rotura de la cadena.

El principio es el mismo; pero la cadena está sustituida por una correa de balata y otras materias que la impermeabilizan, que lleva adheridas en una de sus caras, y una a continuación de otra, volutas de alambre galvanizado que constituyen, por decirlo así, las esponjas que absorben y mantienen adheridas a la correa, por tensión superficial y capilaridad, el agua que recogen en el pozo.

Se fabrican de diferentes tipos, pudiéndose extraer 830 litros por minuto, desde 100 m. de profundidad, con un motor de 11 caballos y un aparato de unas 13.000 pesetas de coste (1).

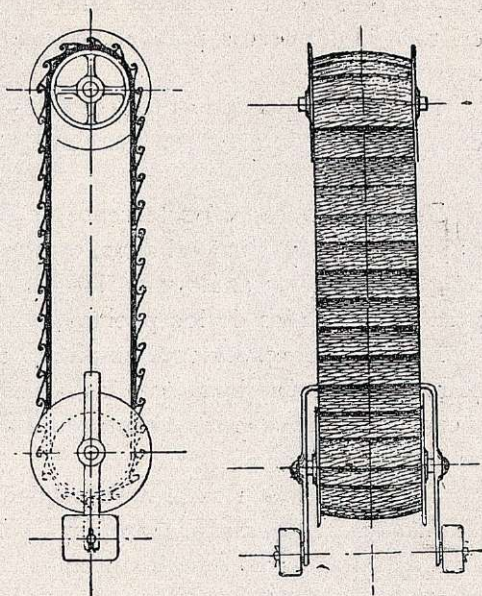


Fig. 101. Correa hidráulica.

§ II.—Material para el dragado de cimientos.

Bombas de succión.—Tratándose de lechos de arena pura, y aunque sea un poco fangosa, puede excavar-se bajo el agua con bombas centrífugas.

La aspiración de éstas es tan poderosa, que si el extremo del tubo aspirante se encuentra en contacto con el terreno, el agua arrastra una proporción considerable de arenas y hasta piedras.

(1) Los talleres donde se fabrican estos dos sistemas de bombas están instalados en la calle de la Fuente del Berro, 6, Madrid.

Esta facultad es la que se utiliza en un gran número de poderosas dragas de succión, llamadas también *chupadoras*, que se utilizan en todos los puertos para el dragado de volúmenes enormes de arena.

Igualmente pueden utilizarse estas bombas centrífugas para la excavación de la arena en los cimientos de tubos o cajones.

Dragas.—Pero en los terrenos de fangos, arcillas o gravas que es preciso excavar bajo el agua, es necesario emplear otra clase de dragas mecánicas análogas a las que se emplean frecuentemente para los dragados de los puertos.

La más frecuentemente empleada en estos casos es la llamada de rosario, que funciona como las norias antes citadas, y cuya cadena y cangilones hay que ir aumentando a medida que desciende el nivel de la excavación.

También pueden emplearse pequeñas dragas de mandíbula de las llamadas Priestmann, manejadas por un cabrestante situado encima de un andamio o de los propios cajones, si el agotamiento se efectúa para la hinca de éstos.

No consideramos necesario dar más detalles de estos aparatos, cuyos fabricantes facilitan toda clase de dibujos y datos, así como sus precios, pues la capacidad de trabajo y el coste de tales medios auxiliares tienen que estar en relación con el volumen y la clase de terreno que se trata de excavar.

Escafandras.—Este aparato es el más usado para reconocimientos y aun para la ejecución de ciertas obras debajo del agua.

En principio, consiste en un traje impermeable, que envuelve todo el cuerpo del obrero, que entonces se designa con el nombre de *buzo*, dentro de cuyo traje se inyecta aire comprimido para su respiración.

Consta de dos partes principales: la primera, rígida (fig. 102), que cubre la cabeza y la parte superior del pecho, se compone del *casco* y de la *coraza*, que son de bronce, y la segunda es el traje de tela doble, impermeabilizado por una capa intermedia de caucho.

Para permitir el trabajo normal del obrero, los extremos de las mangas se aprietan o las muñecas con fuertes pulseras de goma. La coraza metálica se une al cuello del traje por medio de un collar



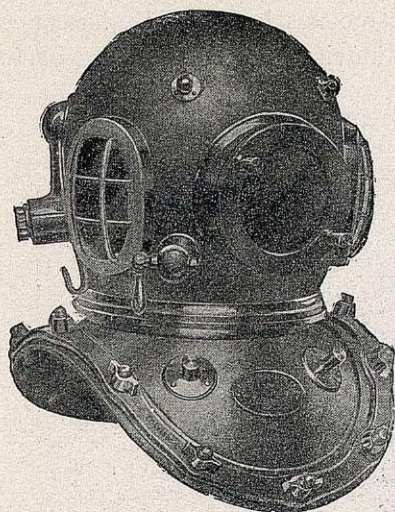


Fig. 102.

de bronce oprimido con tornillos. El casco, a su vez, se atornilla a la coraza, y lleva tres o cuatro ventanillos con gruesos cristales, que pueden defenderse con rejillas metálicas y que permiten al buzo ver dentro del agua.

Un compresor de aire, movido a mano desde una barcaza o un andamio, inyecta el aire al interior del traje del buzo por una manga de goma que se atornilla a la parte superior del casco. El buzo puede graduar la presión del aire que recibe mediante el giro en uno u otro sentido de una válvula que lleva en el casco, en su parte posterior, que se proyecta a la izquierda de la figura 102.

Para que el buzo pueda descender dentro del agua necesita un lastre de unos 50 kg., constituido por un escapulario, compuesto de dos masas de plomo que se colocan y atan sobre el pecho, y dos suelas, de plomo también, en las suelas de las gruesas botas de cuero con que han de calzarse (fig. 103).

En esta figura, los pantalones del traje, oprimidos contra las piernas del buzo, impiden que el aire comprimido se acumule en



Fig. 103. Traje del buzo.

su parte inferior, lo que a veces, como nos ha ocurrido, hace flotar las piernas del buzo y dificulta sus movimientos. Pero es un perfeccionamiento poco generalizado aún.

El buzo necesita comunicarse con tierra, sobre todo con la bri-

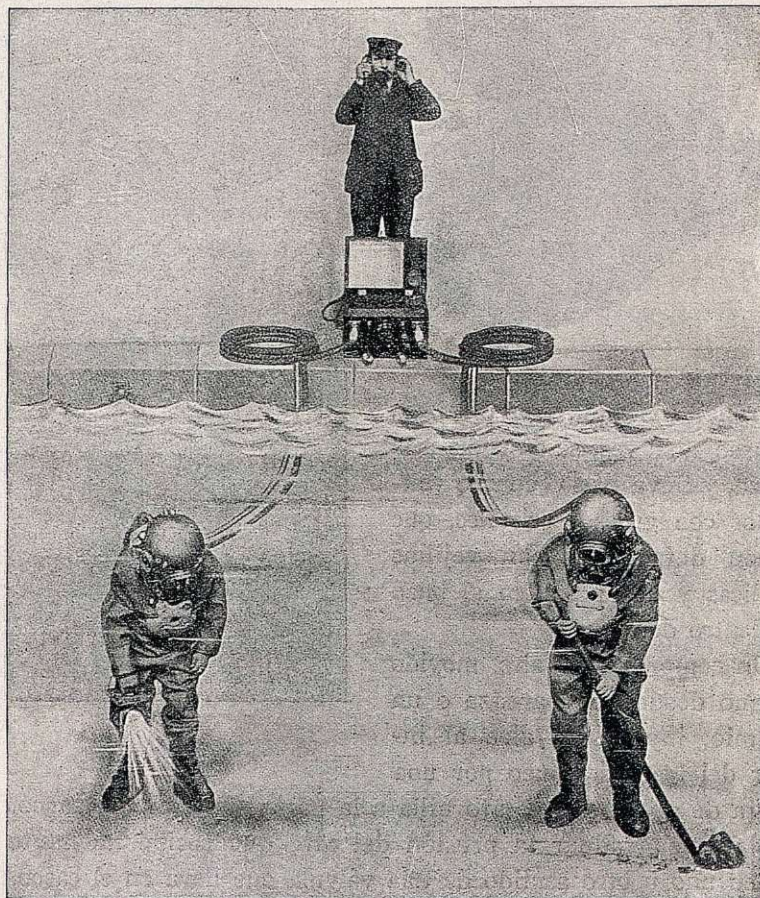


Fig. 104.

gada que maneja la bomba de inyección de aire. En general, con la misma cuerda que se ata a la cintura del traje, y que permite, en caso necesario, sacar al buzo fuera del agua, comunican el buzo y el capataz de la bomba mediante una clave convenida.

También puede establecerse la comunicación mediante unos teléfonos especiales (fig. 104), que no sólo permiten hablar a los buzos

con el exterior, sino comunicarse entre sí cuando trabajan dos en origada.

Asimismo se han perfeccionado las escafandras suprimiendo las mangueras de goma para la inyección de aire mediante unos depósitos de aire y de oxígeno comprimido (figura 105), que los buzos llevan a su espalda y que permiten la renovación interior y gradual del aire y el más cómodo trabajo del buzo hasta profundidades de 15 m. (1).

Por medio de buzos hemos ejecutado las excavaciones de varios cimientos en lechos de aluvión a precios variables entre 30 y 50 pesetas por metro cúbico; pero su vigilancia es difícil, si los operarios no son concienzudos, por lo que no debe recurrirse a ellos sino en obras próximas a puertos, donde siempre se dispone de personal experimentado, o en aquellos cimientos donde sea preciso recurrir a esos trabajos delicados.

Al final de este capítulo describiremos otros aparatos llamados *campanas*, que permiten el trabajo más cómodo de los operarios bajo el agua, sin necesidad de escafandras.



Fig. 105. Escafandra automática

(1) Todos estos perfeccionamientos son, en gran parte, debidos a la más antigua y reputada casa de Europa, proveedora del Almirantazgo inglés: Siebe Gorman and Co. 187, Westminster Bridge Road. London, S. E., cuyas escafandras son las más empleadas en España.

§ III.—Aparatos para sumergir el hormigón.

Ya hemos indicado que cuando los agotamientos son prácticamente imposibles, o muy costosos, se apela frecuentemente a la inmersión debajo del agua del hormigón fabricado al aire.

Cuando se trate de alturas de agua que no excedan de 0,80 m., puede verterse el hormigón directamente, con ciertas precauciones de que nos ocuparemos al detallar este procedimiento de cimentación (cap. X).

Pero en cuanto la altura de agua exceda de un metro, es preciso evitar el deslavado del hormigón, y para ello se emplean varios procedimientos, entre los que describiremos las *cajas* y las *tolvas*.

Cajas.—El principio de todos los tipos de cajas empleados hasta el día es el de bajar hasta la superficie que se trata de hormigonar la mayor masa posible de hormigón, abriéndose entonces la caja sin brusquedad, para que la masa se deposite suavemente, sin más contacto con el agua que el de la superficie.

Cuando el volumen de hormigón a sumergir es considerable deben emplearse cajas de palastro análogas a la figura 106.

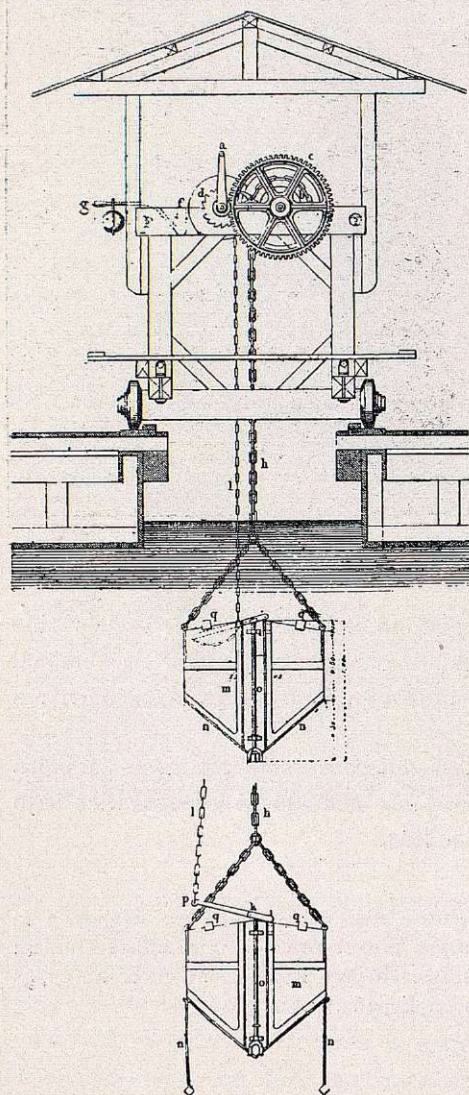


Fig 103. Cajas de palastro.

La caja va suspendida por la cadena *h* de un cabrestante *c*, que se traslada por un carretón sobre un andamio o dos barcasas.

Una vez que ha llegado al fondo de la excavación en que ha de verterse el hormigón, se tira de la palanca *p* por otra cadena *l*. Al levantarse el pestillo *o*, caen las dos puertas *n n* y se extiende suavemente el hormigón contenido en la caja.

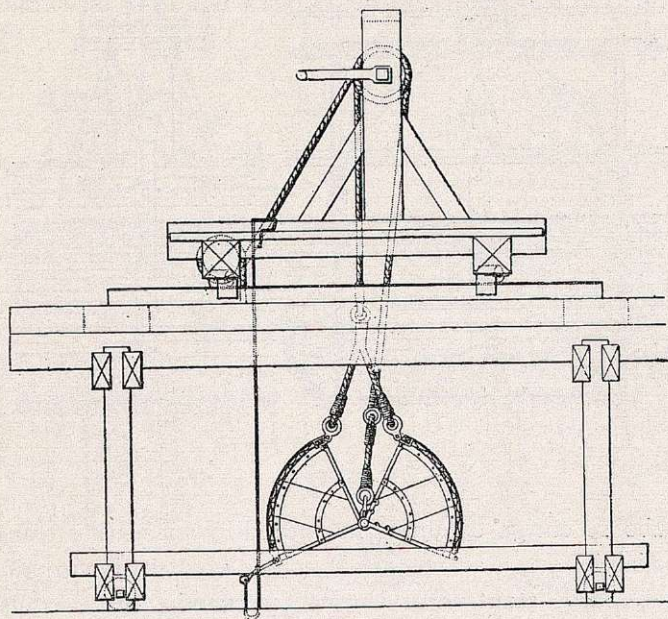


Fig. 107. Caja de madera.

La que representamos en la figura 106 tiene un metro de ancho y 1,35 de largo, con una capacidad de un metro cúbico.

Si el volumen del hormigón a sumergir fuera inferior a 200 metros cúbicos, resultará más económico el empleo de cajas de madera, que pueden afectar formas variadas, entre las que debe citarse la representada por la figura 107, cuya apertura se produce por la simple tensión de las cuerdas que sujetan los dos segmentos móviles de la caja; pero no conviene que su capacidad sea inferior a un metro cúbico.

Tolvas.—Aun así, el hormigón se deslava bastante, y cuando se pretende obtener una masa más homogénea, debe recurrirse al empleo de tolvas.

Entre todos los tipos empleados, el mejor dispuesto es el que ha empleado el ingeniero francés M. Tourtay (fig. 108), que consiste en un tubo de palastro de 0,40 m. de diámetro, compuesto por virolas de 0,80 m. de altura, unidas a brida y tornillos, y cuyo extremo inferior puede cerrarse de igual manera con una tapa de madera.

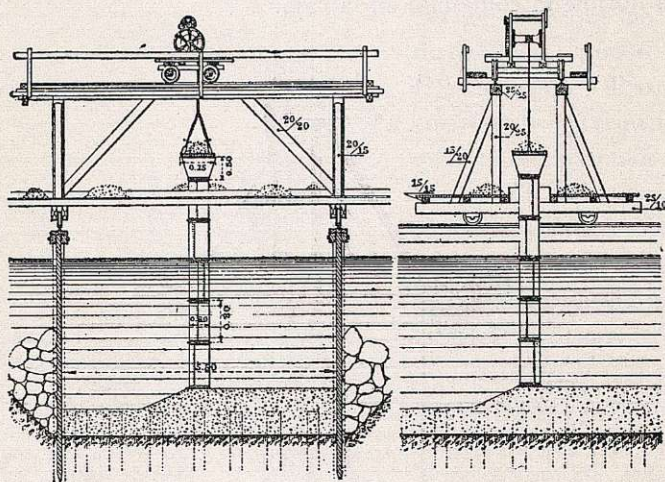


Fig. 108. Tolva.

El tubo se cuelga en un torno movedizo en sentido transversal en un andamio, que a su vez puede correr en dirección longitudinal.

El tubo debe mantenerse vertical, y cuando, una vez lleno de hormigón, se encuentra en el ángulo y fondo de la excavación, un buzo desarma y separa la tapa inferior, extendiéndose el hormigón suavemente por aquel extremo del tubo, mientras se vierte otro volumen igual por el embudo superior del tubo.

Es condición precisa, para evitar el deslavado dentro del tubo, que éste se encuentre siempre lleno de hormigón, o que, por lo menos, el nivel de éste sea superior al del agua.

Los movimientos del torno y del tubo a lo largo de la excavación permiten la ejecución de toda una capa de 0,40 m. Se levanta entonces el tubo otros 0,40 m., por medio del torno, y se ejecuta la segunda capa.

Después de un segundo ascenso del tubo de 0,40 m., puede destornillarse una virola de 0,80, y se continúa en esta forma hasta alcanzar el nivel del agua.

Dentro del ensanche de la chimenea hay otras dos compuertas horizontales para la expulsión de productos de la excavación.

Veamos su funcionamiento:

Una vez fuertemente sujeta la esclusa por medio de tornillos al extremo de la chimenea que la comunica con el cajón o el tubo

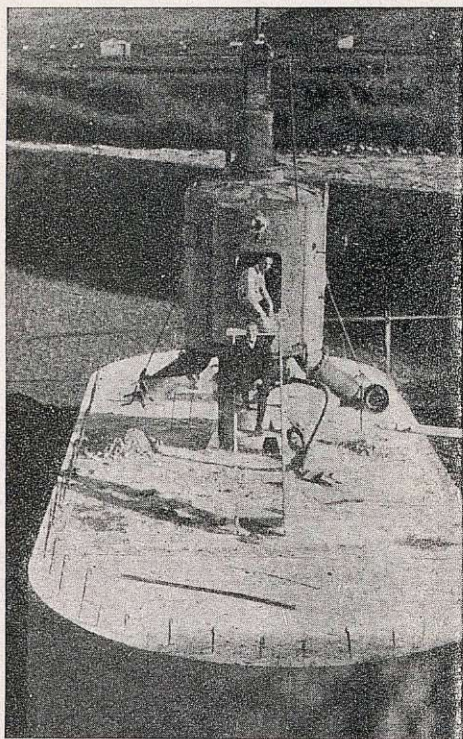


Fig. 110. Exclusa sobre un cajón.

que ha de hincarse en el terreno, y cerradas las puertas exteriores, se inyecta el aire comprimido por una tubería dentro de la chimenea, venciendo la resistencia de una válvula al efecto interpuesta.

El aire pasa por la chimenea a la cámara inferior de trabajo y expulsa el agua hasta el borde inferior de dicha cámara.

Para la entrada de operarios se opera con las dos puertas verticales de la camareta; cerrada la interior, puede abrirse la exterior, para lo cual, y como estas puertas giran hacia el interior, es preciso comenzar por restablecer el equilibrio, dando

salida al aire contenido en la camareta por un grifo especial.

Una vez que los operarios se encuentran dentro de la camareta, se cierra la puerta exterior y se da entrada por un grifo, manejado desde la camareta, al aire comprimido de la chimenea. Cuando se establece el equilibrio de presiones de aire, puede abrirse la puerta interior de la camareta, por la que los obreros entran dentro de la chimenea y bajan por su escalerilla a la cámara inferior de trabajo.

Para la extracción de los productos de la excavación se utiliza un cabrestante montado en la cúpula de la esclusa, el que eleva los

cubos de palastro hasta la cámara, donde el obrero encargado de esta misión vierte su contenido en los depósitos laterales; una vez éstos llenos, cierra la puerta horizontal y avisa al exterior que puede ser abierta la puerta vertical del tubo correspondiente, por el que caen los productos excavados.

Un enclavamiento automático de las dos puertas de cada uno de estos tubos de salida impide que se abra una sin estar previamente cerrada la otra, con lo que se evita el accidente que se originaría si por una mala maniobra se diese salida al aire con tan gran sección de escape.

La tubería de alimentación de aire de la esclusa debe tener una parte flexible para permitir los descensos y movimientos del cajón.

Esclusas de hormigón.—En la cimentación por aire comprimido de algunos apoyos del muelle de Alfonso XII (Corta de Tablada, en Sevilla), el ingeniero Sr. Ortiz Villajos sustituyó la esclusa metálica corriente que acabamos de describir por una disposición propia y nueva, que había empleado ya con éxito, y casi por necesidad, en la cimentación de un trozo profundo de la presa del Gaitanejo, en el río Guadalhorce.

El espacio donde había de cimentarse aquel bloque sólo tenía unos dos metros, lo que provocaba una violentísima corriente a la menor crecida del río, que podía destruir una esclusa metálica que sobresaliera sobre el cajón; el manejo y transporte de esta esclusa en aquel sitio tan abrupto había de ocasionar también dificultades y gastos excepcionales.

Pensó entonces el ingeniero Sr. Ortiz Villajos en establecer la esclusa en el mismo bloque de hormigón, con la disposición de la figura 111.

Los tres pozos, *M*, *N*, *P*, se van dejando a medida que se recrece el bloque, y sirven: *M*, para entrada y salida de los operarios; *N*, para alojar la maquinilla *E* de extracción, llegada de aire comprimido y cables o tubos de mando de la maquinilla *E*; y, por último, el pozo *P* sirve para la salida de los escombros, mediante una tolva metálica *D*, con puertas en *D* y *F*, de 40×40 cm.

Todas las puertas deben estar fuertemente amarradas al bloque de hormigón por barras de acero, que se pierden al terminar el trabajo; pueden, en cambio, sacarse las puertas y demás maquinaria.



Esta disposición originalísima de esclusa funcionó bien, no sólo en la presa del Gaitanejo, sino en los bloques que se hincaron en la Corta de Tablada.

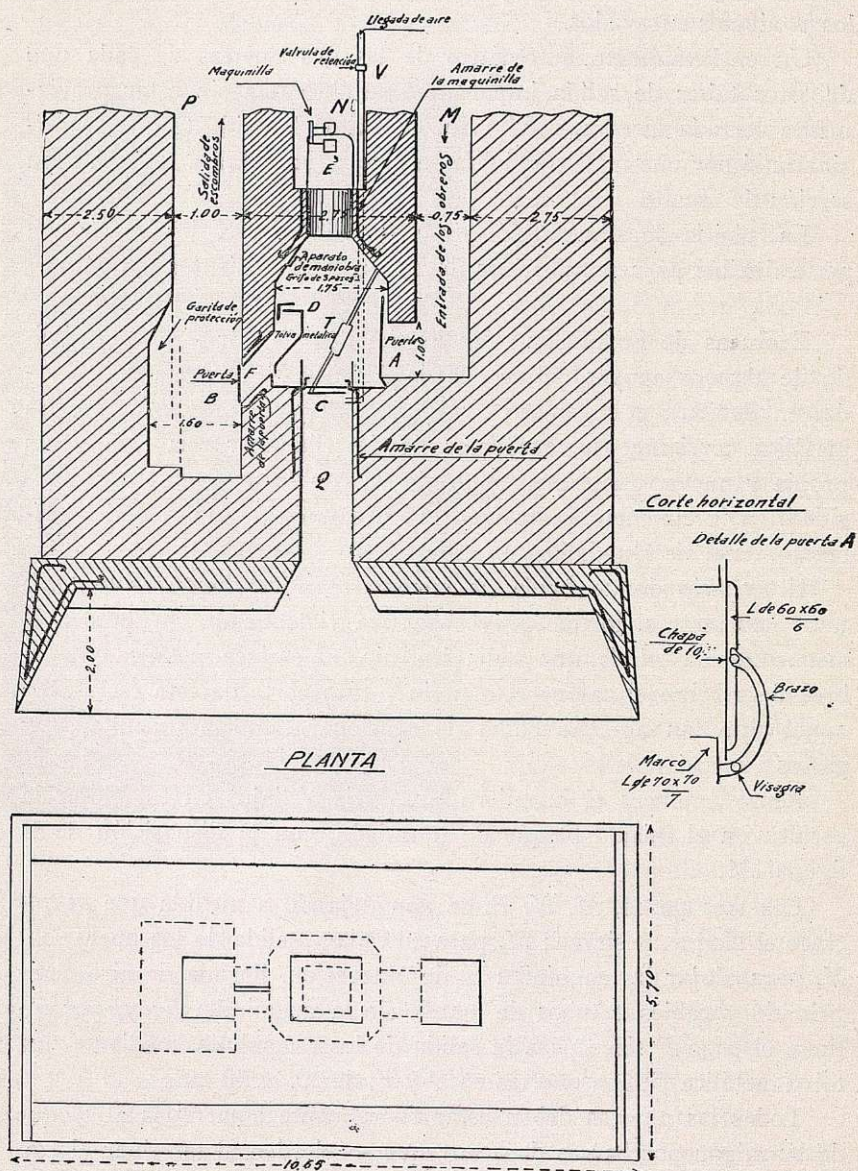


Fig. 111.

Ofrecen estas esclusas las ventajas siguientes:

Ahorran el gasto de adquisición y transporte de las esclusas metálicas, cada una de las que cuestan de 25 a 30.000 pesetas.

Descienden con el bloque, por lo que no se precisa desarmar la esclusa en cada recrecido de su macizo, como ocurre con las esclusas metálicas.

El trabajo de ellas resulta en verano menos molesto para los operarios, por ser bastante menos calurosas que las metálicas, aunque éstas se resguarden del sol.

Así es que, aun cuando obligan a una elevación de los escombros de excavación, a precauciones minuciosas para la sujeción y funcionamiento seguro de las puertas y a un monolitismo completo de los bloques de hormigón, mediante armaduras que lo solidaricen en toda su altura para impedir un despegamiento de sus trozos, que con esta esclusa pudiera ser grave, es susceptible esta disposición de aplicarse con éxito y economía en muchos casos análogos (1).

Maquinaria.—Aunque puede haber gran variedad en los aparatos y motores para producir el aire comprimido, el ingeniero debe elegir su instalación atendiendo a todas las circunstancias.

Así, por ejemplo, cuando se haya de descender a grandes profundidades, puede convenir accionar con vapor los compresores, con objeto de poder instalar una cámara para baños de vapor para los operarios.

Si la instalación es, pues, de vapor, constará: de una caldera capaz de producir todo el que consuma el compresor; de un compresor de aire de la capacidad necesaria para alimentar la esclusa o esclusas de la instalación, el cual toma directamente el vapor de la caldera, y de un depósito regulador que recibe el aire comprimido, y del cual parte la tubería alimentadora de las esclusas.

Esta maquinaria debe situarse en el lugar más próximo a los cajones que han de hincarse, y claro es que fuera del alcance de avenidas y de otros riesgos.

Pero la instalación de vapor es cara y su producción también;

(1) Los datos sobre esta esclusa me han sido facilitados por nuestro compañero D. Francisco Martín, que, a las órdenes del Sr. Ortiz Villajos, realizó su aplicación en el puerto de Sevilla.



así es que, cuando pueda utilizarse la electricidad, ya sea adquiriendo la energía en la localidad, ya produciéndola en la obra, la instalación se simplifica bastante, y se reduce al motor eléctrico, al compresor de aire y al regulador.

Económicamente, resulta también preferible la electricidad, aunque hubiese que producirla, pues la caldera de vapor consume, por término medio, una tonelada de hulla en veinticuatro horas de trabajo.

Para reducir ese enorme gasto, que es uno de los factores que

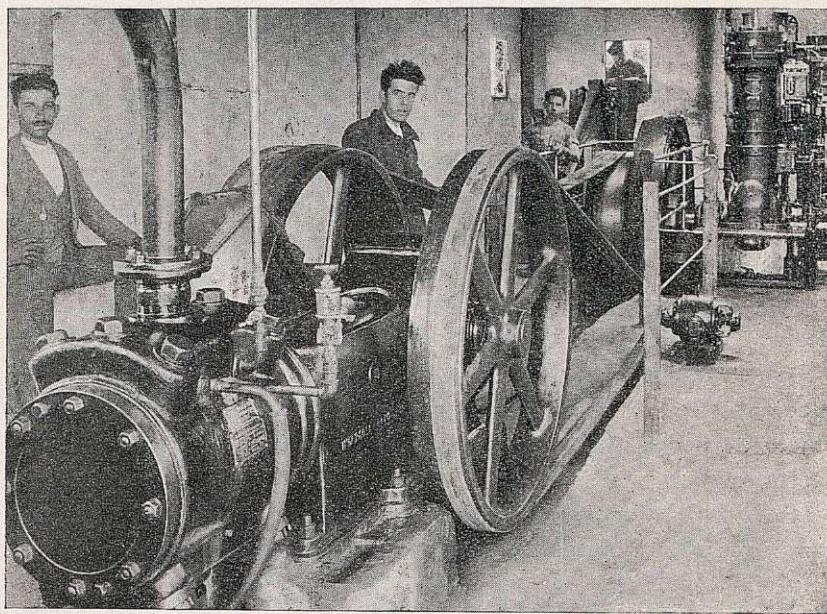


Fig. 112. Maquinaria para aire comprimido.

más encarecen el trabajo, sobre todo cuando los transportes del combustible y la electricidad sean caros, preferimos emplear motores de gas pobre, de 30 caballos, que sólo consumen de 250 a 300 kg. de antracita en veinticuatro horas, o mejor aún motores Diesel, que ocupan poco espacio (fig. 112).

El motor de gas es práctico, siempre que lleve doble gasógeno, para tener uno de repuesto, lo que permite así un trabajo constante.

Cabrestantes.—Cuando el volumen de las excavaciones es re-



ducido, pueden elevarse sus productos con un pequeño torno movido a brazo, que se instala en la camareta de la esclusa.

Pero es más general y económico emplear una maquinilla accionada por motor eléctrico y colocada en la cúpula de la camareta, con buenos prensa-estopas, que impidan el escape del aire comprimido.

Tiene, sin embargo, el cabrestante eléctrico el inconveniente de que, por efecto de la inevitable humedad interior, se determinen contactos y sacudidas en la marcha.

Así es que nuestros encargados suelen preferir el cabrestante movido por el mismo aire comprimido, que es más robusto y menos delicado que aquél.

Pero entonces, para que el compresor funcione normalmente, se necesita mayor presión que la necesaria para la hinca del cajón en los 4 ó 5 primeros metros. Así es que, hasta alcanzar esas profundidades, se precisa sólo para el cabrestante un aumento de presión que obliga a mayor consumo de carbón o energía.

Depende, pues, la elección de cabrestante de circunstancias de localidad y hasta de preferencias que de antemano no pueden precisarse.

Hormigoneras.—Cuando es muy considerable el volumen de hormigón que ha de rellenar las cámaras de trabajo, se fabrican mecánicamente las masas de hormigón, que se llevan de igual modo para introducirlas en la esclusa por unos tubos laterales con doble compuerta e inclinación contraria a los tubos de salida de escombros (figura 113).

Pero, en general, nos ha sido muy suficiente el disponer en la cúpula de la esclusa, y en sustitución

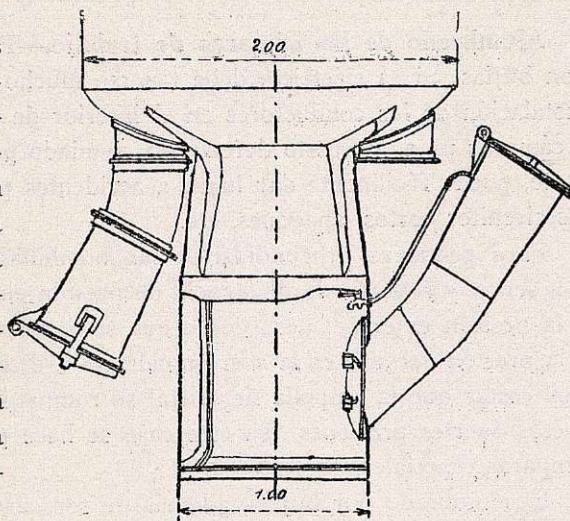


Fig. 113. Hormigonera lateral.



de la maquinilla del cabrestante, ya innecesaria, por haberse terminado la hinca, el tubo vertical representado en la figura 109, que llamamos *hormigonera*, con su doble compuerta, y cuyo manejo se comprende fácilmente.

Cerrada la compuerta inferior, se llena de hormigón este tubo, y cerrada la compuerta superior, desde la esclusa, se abre la inferior, cayendo el hormigón por la chimenea a la cámara de trabajo.

Chimeneas.—El diámetro más práctico es el de 1 m., pues aunque se han empleado de 0,75 m., conviene que obreros y materiales circulen con relativa comodidad.

Sé constituye la chimenea con virolas de 1, 2 y hasta 4 metros de longitud, que se unen con bridas de angulares y tornillos, mediante la interposición de una corona de caucho que, fuertemente oprimida por los tornillos, impide la fuga del aire comprimido.

Todos estos tubos llevan sólidamente fijados al palastro unos escalones de hierro que permitan la bajada y subida de los operarios.

Alumbrado de las cámaras de trabajo.—Puede ser eléctrico o con bujías. Si es eléctrico, debe tenerse mucho cuidado al hacer la instalación de los conductores en el interior de la chimenea, esclusa y cámara; un aislamiento defectuoso, ayudado por la humedad constante, puede fácilmente dar lugar a accidentes peligrosos, sin contar los circuitos cortos, apagones, etc.

Para pequeñas profundidades, las bombillas del comercio pueden servir y soportar la diferencia de presión entre su vacío interior y la presión exterior; pero desde que se alcanzan los veinte metros y la presión del aire es la correspondiente a dicha carga, se hace difícil evitar que la ampolla de cristal se rompa apenas está sometida a esas fuertes presiones. En este caso se hace preciso el empleo de lámparas especiales.

El alumbrado por bujías, además de ser caro, tiene el grave inconveniente de ensuciar la atmósfera de la cámara, molestando a los operarios.



Campanas.—Empléanse también algunas veces para reconocimientos o excavaciones bajo el agua unos aparatos llamados campanas (figura 114), que son cajones de palastro sin fondo, con tanques de agua laterales, que sirven de lastre vaciándolos más o menos con bombas.

En el tubo vertical van dos compuertas que se utilizan como esclusa para la entrada y salida de obreros y productos excavados, utilizándose la campana, como las cámaras de trabajo de los cajones de aire comprimido, para que los operarios trabajen en seco dentro de la misma.

Estas campanas tienen aplicaciones muy limitadas, pues son de transporte difícil y exigen a su vez poderosas grúas para su manejo (1).

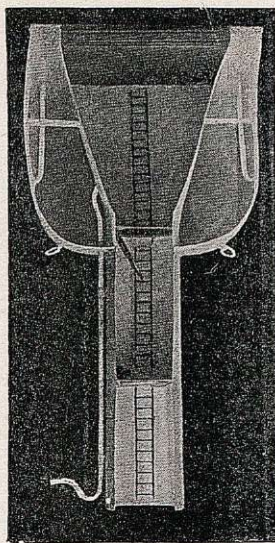


Fig. 114.

(1) Al ocuparnos de los procedimientos de aire comprimido (cap. IX), describiremos otra gran campana neumática empleada para la ejecución de soleras de hormigón.

SEGUNDA PARTE

PROCEDIMIENTOS DE CIMENTACION

- CAPÍTULO VIII.—Cimentaciones directas al aire.
CAPÍTULO IX.—Cimentaciones directas en aire comprimido.
CAPÍTULO X.—Cimentaciones directas sumergidas.
CAPÍTULO XI.—Cimentaciones indirectas sobre pilotaje.
CAPÍTULO XII.—Cimentaciones por transformación del suelo.
CAPÍTULO XIII.—Defensas, reparaciones y ensanches de cimientos.



Clasificación de las Cimentaciones

Cimentaciones Directas

En rocas

En terrenos flojos (regulares)

En dichos terrenos a través de terrenos mas flojos

(pozo, entibados, bóvedas, etc. son mas bien indirectos)

En terrenos malos - Zapatas cuadradas, piramidales, Proyecto y Cálculo.

Con carga excentrica - Métodos gráficos de Mohr.

Placas plasmables, rígidas - Proyecto y Cálculo

Torjados, vigas continuas, "Flat slab", cuadrícula
forma de construcción

Cimentos sobre arena vertida



CAPÍTULO VIII

CIMENTACIONES DIRECTAS AL AIRE

§ I.—Cimientos sin agotamiento.

Cimientos directos en terrenos firmes y próximos.—Cimientos directos en terrenos flojos y próximos.—Cimientos sobre pilares y bóvedas.—Cimientos con excavaciones entibadas.—Pozos y galerías.—Entibaciones con tablestacas metálicas o de H. A.

§ II.—Cimientos con agotamiento.

Elección del tipo de ataguías.—Excavaciones.—Agotamientos.—Potencia de las bombas.—Fracasos de los agotamientos.—Rellenos.

§ III.—Cimentaciones por pozos, con tubos o cajones sin fondo.

Excavaciones bajo el agua.—Relleno de los tubos o cajones.—Tubos de ladrillo.—Tubos de hormigón.—Dimensiones de los cajones.—Cajones de madera y hormigón.—Cajones, sin fondo, de hormigón armado.—Construcción de los cajones.—Empalmes de los cajones.—Cajones con fondo.

Los procedimientos de ejecución varían esencialmente, según la profundidad a que se encuentra el terreno firme y la cantidad de agua que pueda encontrarse, y los dividiremos en cimientos sin agotamientos, con agotamientos, por pozos y por cajones con fondo.

Examinaremos los casos más corrientes:



§ I.—Cimientos sin agotamiento.

Cimientos directos en terrenos firmes y próximos.—Se desmon-

ta entonces, no sólo hasta descubrir el terreno firme, sino que se excava la capa superficial de éste, en la parte que aparezca descompuesta.

El fondo de la excavación no necesita igualarse, lo que sería un gasto inútil, tratándose de rocas duras.

Si hubiese que sentar sobre el cimiento un zócalo, se enrasa el suelo con una pequeña capa de hormigón, que se encargará de repartir las presiones (figura 115).

También sería un gasto estéril perseguir la horizontalidad, aunque fuera aproximada, de una excavación en roca, para cimentar, por ejemplo, un muro, o una bóveda en una ladera inclinada (figuras 116 y 117).

En ambos casos debe ejecutarse sólo la excavación indispensable para servir de apoyo a la fábrica, procurando que este apoyo se efectúe en una dirección lo más normal posible a las curvas de presiones. Se economiza así la excavación y el relleno de fábrica de los volúmenes *a b c d*.

No hay inconveniente en escalar los cimientos, siempre y cuando se ejecuten las fábricas con morteros hidráulicos, que evitan los asientos que con morteros ordinarios pudieran temerse.

Cuando existan grandes fallas en el terreno firme, puede interrumpirse en ellas la cimentación, por medio de bóvedas de descarga (fig. 118),

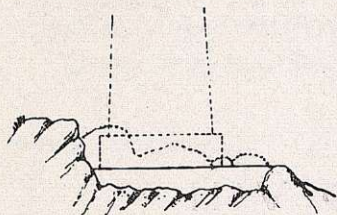


Fig. 115.

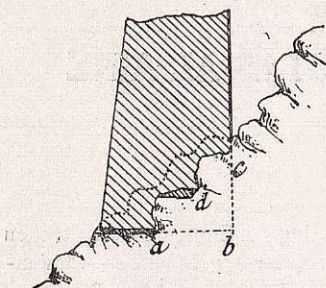


Fig. 116.

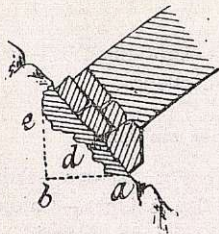


Fig. 117.

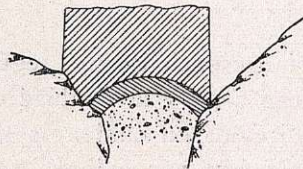


Fig. 118.

sobre las que se continúa el cimiento. Se ahorra así el relleno del hueco de la falla, a veces considerable.

Esta idea fué aplicada por el eminente ingeniero Sejourné, para suprimir una pila de gran altura en el viaducto de Fontpedrouze (fig. 119), mediante una bóveda ojival, en cuyo vértice se apoya la pila que corresponde al fondo del barranco.

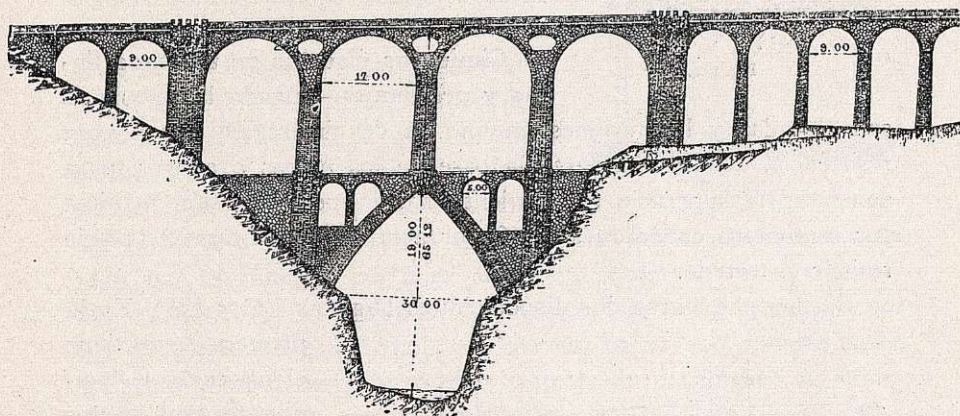


Fig. 119. Viaducto de Fontpedrouze.

Como las excavaciones para descubrir el terreno firme deben macizarse con rapidez, se les da solamente el talud indispensable para sostenerse durante la ejecución (fig. 120).

Los macizos de cimientos deben ejecutarse con la fábrica más económica, de preferencia la mampostería o ladrillo, pero siempre con mortero hidráulico.

Sin embargo, para bien igualar el cimiento, se suele ejecutar la primera capa de asiento con 20 a 30 cm. de grueso, de hormigón hidráulico, que se comprime con pisonés de gran superficie y que obren solamente por presión y no por choque.

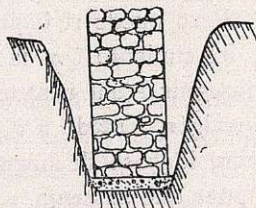


Fig. 120.

Sobre este enrase de hormigón se levanta el cuerpo del cimiento de mampostería ordinaria, pero bien trabada; pero si los mamposeros son caros, puede resultar conveniente construir todo el cimiento con *hormigón ciclópeo* (1).

(1) Recordaremos que se designa con el nombre de "hormigón ciclópeo,"

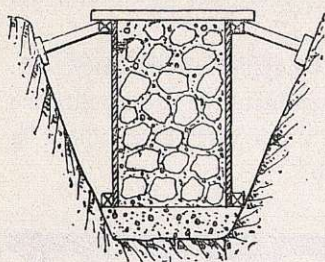


Fig. 121.

En este caso, si los taludes en las zanjás no fuesen verticales, habrá que limitar el volumen del hormigón mediante tableros móviles, que sirvan de moldes (fig. 121), que se apuntalan y arriostran convenientemente para obtener su rigidez durante el apisonado.

Cimientos directos en terrenos flojos y próximos.

—Cuando las presiones son elevadas y los terrenos en que ha de cimentarse tienen poca resistencia, debe ensancharse la base de los muros o apoyos, para aumentar la superficie del cimiento hasta que la presión máxima por centímetro cuadrado sea inferior a la que prácticamente puede resistir el terreno.

Pueden emplearse dos disposiciones (figuras 122 y 123). En la

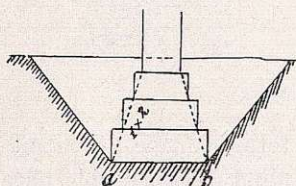


Fig. 122.

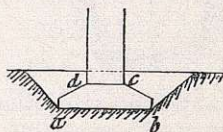


Fig. 123.

primera se obtiene el ensanche del cimiento con varios escalones de fábrica ordinaria, que necesitan cada uno de ellos una altura de unos 0,40 m. y zar-

pas de unos 20 cm., es decir, un talud medio de 1×2 .

Pero puede reducirse sensiblemente el volumen de la excavación y del cimiento con la disposición en la figura 123, que consiste en conseguir igual ensanche $a b$ del cimiento, mediante una zapata de hormigón armado $a b c d$, cuyas armaduras repartan uniformemente sobre la base de hormigón la carga total que le produzca el muro o pilar que sustenta.

a la fábrica de hormigón ordinario en la que se incorporan grandes cantos o mampuestos de piedra suelta, cuyo volumen puede alcanzar hasta el 60 por 100 del volumen total. Exige esta fábrica, para su debida resistencia y homogeneidad, que cada piedra o canto suelto esté envuelto por una capa de hormigón. La distancia entre estas piedras, en todos sentidos, no debe ser inferior al tamaño de la grava con que se fabrica el hormigón. En estas condiciones, el hormigón ciclópeo es una fábrica tan buena, por lo menos, como el hormigón o la mejor mampostería.



Hasta puede ocurrir que sea el terreno tan movedizo e inconsistente, que convenga aumentar considerablemente la superficie de estas zapatas, transformándolas en verdaderas *soleras de hormigón armado*.

Así hemos hecho para cimentar el edificio de la estación de Huete (línea de Aranjuez a Cuenca), que habiéndose primeramente construido con el tipo ordinario en terreno muy corredizo, amenazaba derumbarse. Proyectamos reconstruirla sobre una solera general de hormigón armado (fig. 124), en la que se empotraron los pilares que sostenían la terraza del mismo material. La presión sobre el terreno resultó así tan insignificante, que desde hace treinta años que ejecutamos esa obra no se ha observado en ella el menor movimiento; pero aunque se moviera algo el edificio, no por eso peligraría su estabilidad, por ser un cajón casi indeformable, que podría hasta correrse algunos metros, sin detrimento de su resistencia.

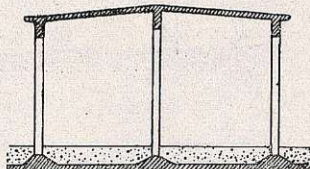


Fig. 124.

Análogamente pueden cimentarse talleres, fábricas, casas y hasta edificios en terrenos fangosos, de gran profundidad, en los que no haya peligro de socavaciones.

Tan estable podrá ser una solera rígida y general de H. A. que hundos cimientos de muros y pilares.

Es probable que resulten también más económicos, y en estos casos deben compararse sus presupuestos.

Cimientos sobre pilares y bóvedas.—Cuando el terreno firme se encuentra algo profundo, y las presiones que en la obra ocasione no son considerables, puede reducirse el volumen y el coste de los cimientos, constituyéndolos por pilares aislados, sobre los que se voltean bóvedas de fábrica.

Así, por ejemplo, se cimentan los muros de las casas de Madrid cuando el terreno firme (que en Madrid suele ser la arena compacta) se encuentra bajo una gran capa de terraplén de vertedero o escombros.

Se excavan entonces los pozos *a b c d - e f g h* (fig. 125), que se rellenan de fábrica, hasta la altura de los arranques de los arcos, y



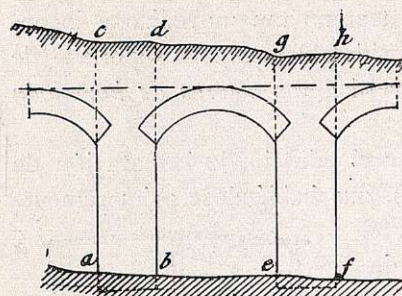


Fig. 125.

utilizando el mismo terreno como cimbra (1), se voltean las bóvedas de fábrica, generalmente de hormigón.

Se levantan entonces los muros continuos sobre este conjunto de pilares y bóvedas que viene a sustituir al terreno firme, y se ahorran así todos los volúmenes de cimientos comprendidos debajo de las bóvedas.

Análogo criterio es el que ha permitido suprimir la mitad de las pilas del viaducto de Point du Jour, en París (fig. 126). En una parte del viaducto de acceso, el terreno firme se encontraba a profundidades considerables.

Por consideraciones estéticas se prefirió no aumentar las luces de los arcos del viaducto, que es muy largo y se prolonga por un boulevard de París. Con objeto de reducir el número de pilas, se cargaron la mitad de ellas sobre unas bóvedas ojivales, que a su vez se apoyan sobre los pilares inmediatos.

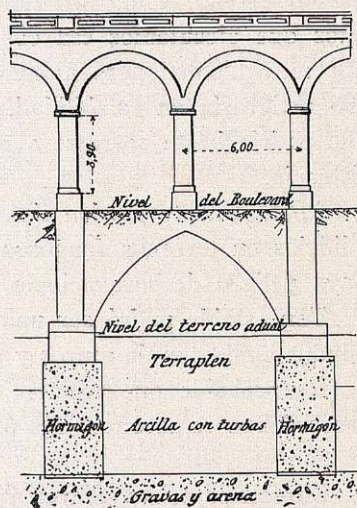


Fig. 126. Viaducto de Point du Jour.

Cimientos con excavaciones entibadas.—Cuando para alcanzar el firme hay que desmontar terrenos flojos que exijan fuertes taludes, para mantenerlos verticales durante la ejecución del cimiento, es preciso entibar las excavaciones.

Lláma-se así a la operación que consiste en sostener con *entramados móviles de madera* los taludes delezna-bles ó corredizos de las zanjas o pozos de cimientos.

(1) Lláma-se *cimbra* al apoyo provisional de tierra, madera o hierro que se utiliza para construir las bóvedas.

La importancia y disposiciones de estas entibaciones varían con la clase del terreno y las profundidades que han de alcanzarse.

El mejor procedimiento, *cuando puede realizarse*, es el de clavar un recinto de tablestacas (fig. 127) que alcanzan el terreno firme, que se mantienen a distancia por un primer marco de madera. Se excavan dentro del recinto y se van montando otros marcos B, C y D a medida que el empuje del terreno exterior lo va pidiendo. El número y dimensiones de los codales que han de apuntalar los marcos horizontales, así como la separación que ha de darse a las tablestacas entre sí, dependen de la flojedad

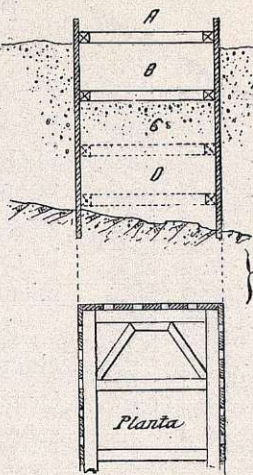


Fig. 127.

del terreno. Es corriente el empleo de tablas de 5 cm. de grueso y codales de 14×14 centímetros.

Cuando la consistencia del terreno no permite la hincia previa de tablestacas, se contienen las paredes de la zanja con tablas colocadas horizontalmente, acodadas con marcos verticales (fig. 128).

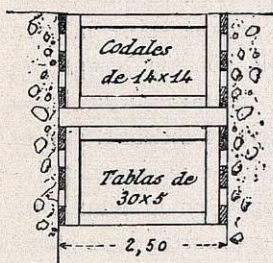


Fig. 128.

En general, los constructores emplean para estas entibaciones la madera de que disponen, que puede ser rolliza para los codales. Las Compañías de ferrocarriles utilizan, a su vez, los carriles y traviesas de desecho, que permiten muchas veces ejecutar obras por debajo de las vías sin interrumpir la circulación de trenes. Suelen disponerse unos tabloncillos verticales, reforzados por traviesas horizontales (figura 129): se acodalan con carriles, situados en planos verticales, a la distancia del ancho de la vía normal (1).

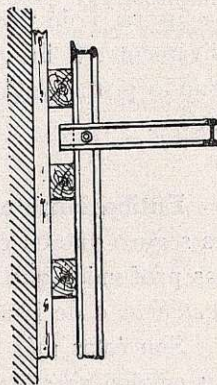


Fig. 129.

(1) En la figura 18, pág. 43, se representa la enorme entibación que hubo que ejecutar para el cimientó del viaducto de Aguas Saladas.

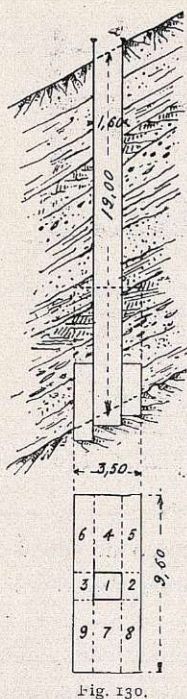


Fig. 130.

Pozos y galerías.—Cuando son muy grandes la profundidad del terreno flojo y las dimensiones del cimiento, habría necesidad de un gasto enorme de madera para entibar la excavación total. Se puede entonces reducir el gasto bajando con un pozo entibado hasta el terreno firme, y desde abajo ejecutar, por galerías sucesivas y adosadas, la excavación, la entibación y el relleno del cimiento.

Así se procedió para cimentar, hace más de cincuenta años, una de las pilas del viaducto de Ormáiztegui (línea de Miranda a Irún), situada sobre una ladera de gran inclinación, en la que la roca estaba recubierta por una capa de arcilla de 19 m. de espesor. Se temió que, al abrirse la enorme zanja de $3,50 \times 9,60$ m., necesaria para el cimiento, la capa de arcilla se corriese sobre la roca muy inclinada, aun entibándola con un bosque de madera (fig. 130). Se procedió entonces a abrir un pozo de 1,60 m. en cuadro, fácil de entibar, con el que se bajó hasta la roca, y allí se abrieron galerías también rectangulares, en el orden indicado en la planta de la figura, y de unos 2 m. de altura, que fueron macizándose sucesivamente. Sobre esta base se ejecutó, en la misma forma, un segundo piso, continuándose así por escalones hasta salir a flor de tierra.

Entibaciones con tablestacas metálicas o de H. A. (1).—Pero es seguro que en casos análogos será hoy preferible entibar las zanjas profundas que ofrezcan algún peligro con *recintos de tablestacas metálicas* o de hormigón armado.

Son éstas más rígidas, más resistentes y más impermeables. Con su empleo se evitarán, o al menos se reducirán, las filtraciones de agua que pudieran presentarse lateralmente en estas entibaciones profundas.

(1) En el capítulo IV se describen estos tipos de tablestacas.

§ II.—Cimientos con agotamiento.

Los puentes, muelles y presas se construyen en los ríos.

Estos suelen tener lechos de aluvión, socavables y permeables.

Para combatir las socavaciones hay que cimentar hondo.

Si queremos hacerlo en *seco*, habrá que aislarse del agua por medio de ataguías, y agotar además las filtraciones que manen por las paredes o por el fondo de aquéllas.

Elección del tipo de ataguías.—La marcha que debe seguirse para estas cimentaciones depende del tipo de ataguía que convenga emplear, escogido entre los que hemos descrito en el capítulo VI. Para obras de fábrica pequeñas, bastan a veces ataguías con tepes, o de lona.

A medida que la altura de agua constante sea mayor, hay que adoptar tipos más resistentes y más impermeables, con uno o dos recintos de pilotes y tablestacas, con paredes estancas de tierra o de fango.

Cuando se presenta la roca bajo el agua, o si se alcanza mediante dragados previos, pueden emplearse tableros inclinados, sobre caballetes triangulares, que se impermeabilizan con tierras, o calafateando las tablas. Pueden también sujetarse verticalmente los tableros con pilotes metálicos empotrados en el terreno duro.

No deben emplearse cajones sin fondo, ni ataguías de hormigón, que hemos dicho son procedimientos caros y expuestos a contingencias.

En cambio, las ataguías con tablestacas metálicas (1), de sección apropiada a sus alturas, permitirán su hinca rápida, suprimen las filtraciones laterales, ocupan poco espacio y pueden desmontarse fácilmente, utilizándose en otras cimentaciones.

Excavaciones.—Según los casos, podrán hacerse *previamente*, con buzos o dragas si el terreno fuera muy permeable, lo que facilita la hinca de los recintos, o, por el contrario, construyendo primero la ataguía y excavando luego en su interior.

(1) Descritas en el capítulo IV.



Agotamientos.—Pero no sólo habrá que agotar el agua contenida por la ataguía, sino que deberá *sostenerse el agotamiento*, porque, aun con recintos muy impermeables, es difícil evitar las filtraciones por los pies o por el fondo, en cuanto la altura del agua exceda de 1,50 m.

Cuando al agotar una ataguía de tierra se presenten filtraciones localizadas en un punto de la misma, es preciso restañarlas con rapidez, con sacos de arcilla o con hormigón de cemento rápido, pues esa fuga de agua pudiera inutilizar por completo la ataguía.

Aun conseguido el agotamiento del recinto impermeable, siempre habrá filtraciones de fondo, que es preciso recoger en una cuneta en todo el perímetro de la zanja, desaguando en un pozo, en el que se coloca la alcachofa de la bomba.

Potencia de las bombas (1).—Para pequeñas cantidades de agua será suficiente la bomba Letestu, con la que se puede extraer hasta 800 litros por minuto; pero si hay que agotar en ríos de agua corriente, aun en estiaje, deben prepararse bombas centrífugas movidas mecánicamente, y si las aguas son muy sucias convendrá recurrir a la cadena hélice o a la correa hidráulica.

No puede precisarse el tipo de estas bombas que en cada caso convenga, por ser difícil calcular el caudal de las aguas que habrá que agotar.

Claro es que el examen de los pozos inmediatos dará alguna indicación, que los sondeos que se practiquen acusarán la clase y espesor de las capas de terreno, que sabemos que las tierras y arenas son menos permeables que las gravas y que, en cambio, ofrecen aquéllas el peligro de *sifonar* por debajo de las ataguías.

Pero todos estos datos no permiten fijar la potencia de la bomba. Habrá, pues, que pecar por exceso.

Fracaso de los agotamientos.—Aun así, son frecuentes los agotamientos ante los que hay que claudicar, por insuficiencia de las bombas y con el consiguiente fracaso constructivo, que obliga a variar el procedimiento de cimentación.

(1) Descritas en el cap. VII, páginas 120 y siguientes, en donde consignamos también sus rendimientos aproximados.



Muchas veces los sondeos acusan escasa agua; otras, el terreno aparece poco permeable, y empezando el agotamiento con medios elementales, la misma presión del agua intensifica la importancia de las filtraciones.

Otras veces, aunque las ataguías resulten impermeables lateralmente, no han conseguido alcanzar el terreno impermeable, y las filtraciones de fondo resultan muy superiores a la potencia de las bombas; entonces se acumulan otras bombas supletorias, a pesar de lo que no se consigue siempre sostener el agotamiento.

Ocurre también, en lechos de arena, que a partir de cierto desnivel de agua, la presión de ésta introduce por debajo de la ataguía, por un efecto llamado de *sifonamiento*, no sólo aguas de fondo, sino grandes cantidades de arena que aquéllas arrastran por debajo de la ataguía y en cantidad tan grande como las que se extraen de la excavación. Entonces es estéril la continuación del agotamiento.

Conocemos un caso en que la presencia de grandes bloques y de maderas viejas en el fondo de una excavación obligó a un gasto de más de 100.000 pesetas para agotar los cimientos de una alcantarilla en terreno algo fangoso.

La historia de los cimientos de grandes esclusas de canales y de diques de carena enumera también muchos y sonados fracasos de enormes consecuencias económicas.

En resumen, no se debe recurrir al procedimiento de agotamientos cuando se ofrezcan dudas sobre su eficacia, pues entonces no hay modo de calcular su coste ni de asegurar sus resultados.

Es preferible prever otro de los varios procedimientos de cimentación aplicables, que describiremos más adelante.

Relleno. — Una vez agotada y seca la excavación del cimiento, debe procederse seguidamente a la ejecución de su relleno.

Se enrasa primero el fondo con una pequeña capa de hormigón, y sobre ella se construye el cimiento propiamente dicho, con mampostería ordinaria u hormigón ciclópeo, pero siempre con mortero hidráulico, de portland preferentemente.

Si por la abundancia de las filtraciones de fondo no se consiguiera el saneamiento total de la zanja, habrá que comenzar el relleno del cimiento con hormigón sumergido, hasta que cesen las fil-



traciones, pudiéndose completar entonces en seco el resto del macizo de cimientó.

§ III.—Cimentaciones por pozos, con tubos o cajones sin fondo.

El procedimiento vulgarmente llamado *sistema indio*, para la hincá de tubos o cajones en el terreno, que reseñamos en el capítulo III, pág. 49, permite en muchos casos la cimentación al aire, con rapidez y economía, hasta grandes profundidades.

Por de pronto, suprime las ataguías y las filtraciones laterales, no quedando por agotar sino las filtraciones de fondo, lo que suele hacerse con bombas centrífugas montadas a cuatro o cinco metros del cuchillo del cajón.

Y aunque el agotamiento de éstos se hiciera difícil o imposible, no por eso sería preciso suspender la hincá, *que puede continuarse excavando bajo el agua*.

Excavaciones bajo el agua.—Si el volumen que faltara extraer fuese pequeño, conviene emplear buzos; si fueran arenas, puede ejecutarse su excavación por inyección de agua comprimida, análogamente a lo que suele hacerse para la hincá de pilotes.

Así se ha hecho para hincar los tubos de 2,50 m. de diámetro del muelle de pescadores de Ymuyden (Holanda) (1), y para los cajones cuadrados de 8 × 8 m. de un muelle del antepuerto de Calais.

El primero de estos muelles, de 250 m. de longitud, fué construído, en 1903, por una casa holandesa dirigida por el ingeniero L. A. Sanders.

Está constituído (fig. 131) por una doble fila de tubos de hormigón armado de 8,75 m. de longitud, 2,50 de diámetro y 8 cm. de grueso, reforzados en su extremo inferior. Se fabricaron en taller y, transportados a su sitio en barcasas, *se hincaron en el terreno por medio de potentes inyecciones de agua*.

El agua comprimida se inyecta por varias lanzas (en Calais, 12) en el interior del pozo; la arena removida por esta fuerte inyección es absorbida por una bomba chupadora, cuyo gasto se regula en

(1) TEDESCO Y FORESTIER: *Manuel du constructeur en béton armé*, pág. 495.

forma tal, que el nivel del agua en el interior del pozo queda siempre sólo inferior en algunos centímetros al nivel exterior, *para evitar por sifonamiento la entrada de otras arenas por debajo del cajón.*

Una vez hincados estos tubos, *se rellenaron de arena*, salvo su extremo superior, que se tapó con hormigón.

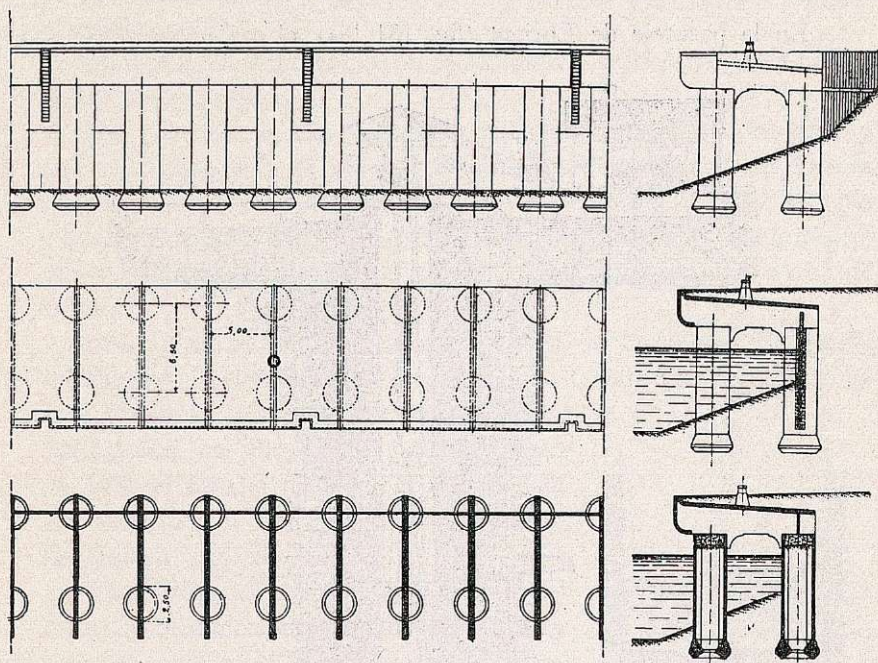


Fig. 131. Muelle de Ymuyden (Holarda).

Sobre estos tubos se apoyó un tablero de hormigón armado capaz de resistir el paso de una locomotora de 45 toneladas y una sobrecarga de 5.800 kg. por metro cuadrado, y el terraplén quedó contenido por una pantalla de hormigón armado entre los tubos interiores.

Cuando el volumen que haya que excavar debajo del agua es grande y duro, es preferible recurrir a dragas de rosario o a cucharas del tipo Priestmann, empleadas en dragados de puertos.

Así debe seguirse hasta alcanzar terreno firme o la profundidad que se considera suficiente para sustraer el cimiento al peligro de toda socavación. Si, como es frecuente, el tubo o cajón llega a una capa de arcilla, fácil será, excavando un pequeño aro en el terreno;

que el cajón penetre en éste por su propio peso, obteniendo la obturación completa del agua exterior, lo que permite el fácil y rápido achique del agua que queda aislada en el interior del pozo.

Pero ocurren también dificultades cuando las capas atravesadas por el descenso de los pozos tienen permeabilidades diferentes.

En la pasarela de Lorient (fig. 131 bis), el cajón descendió con

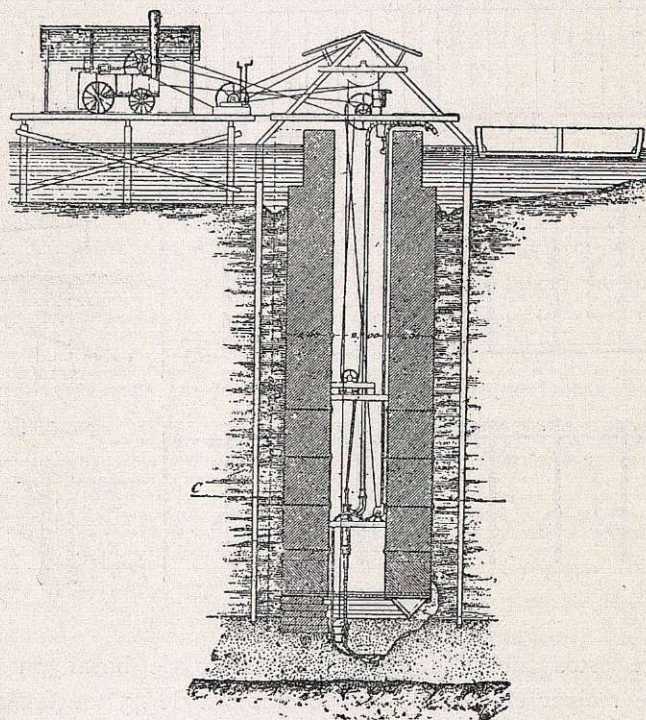


Fig. 131 bis.

bastante regularidad a través de una capa de fango que se excavaba sin agotamientos.

Pero al llegar a una capa de gravas y arenas muy acuíferas se inundó el pozo. Fué preciso envolver el cajón con un fuerte recinto de pilotes de madera, que permitió ya agotar con poderosas centrífugas y proseguir la hincada hasta la roca firme.

Quizá hubiera sido en este caso más económico terminar la hincada con aire comprimido, ya que con este sistema de cajones es relativa-

mente fácil transformar de uno a otro esos dos procedimientos de cimentación.

Relleno de tubos y cajones.—Una vez la hinca terminada, se procederá al inmediato relleno.

Este puede hacerse con arena o con fábrica ordinaria de mortero hidráulico pobre.

Obsérvese, en efecto, que en estos tubos o cajones *el relleno tiene escasa importancia*.

Sus paredes se han ejecutado en seco con buen hormigón, y una vez conseguida la hinca, bastaría en rigor rellenar sus huecos interiores con arenas o gravas incompresibles hasta el nivel de agua y cerrar el cimientó en su parte superior con una capa de hormigón, que también podría armarse, sobre la que se edificará el resto de la obra.

Con arena se han rellenado los tubos de hormigón del muelle de Ymuyden (Holanda), antes citado, que tenían 8,50 metros de altura, y en la misma forma se rellenarán los cajones, no sólo en los cimientos, sino en todo el cuerpo de los muros, que han de constituir el nuevo muelle del puerto de Huelva (cap. X).

Cuando no se pueda agotar dentro del pozo constituido por el tubo o cajón, y para su resistencia *fuera necesario su relleno*, siempre podría ejecutarse éste con hormigón sumergido, por lo menos hasta la altura que permitiese el agotamiento y la terminación en seco del relleno. Este puede entonces ejecutarse con cajas (figura 132).

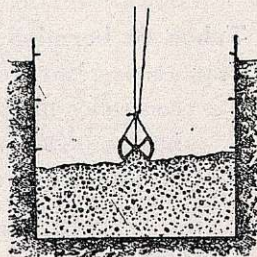


Fig. 132.

Tubos de ladrillo.—En España es muy frecuente hincar estos pozos con tubos de ladrillo contruídos por un espesor de media asta, o de asta entera, cuando el terreno es muy flojo.

Pero se llega a más en Andalucía, donde en muchos casos se construyen estos tubos con paredes de ladrillo *a panderete*, es decir, puestos de canto unos sobre otros. Pero se suele entonces aumentar la resistencia y rigidez de estos delgados anillos con zunchos de re-

dondos de acero de cinco milímetros en círculos horizontales a 10 centímetros de distancia, envueltos en un enlucido de mortero de cemento de 20 mm. de grueso, que en realidad es un tubo envolvente de cemento armado.

Así se han hincado tubos de 3,20 metros de diámetro a 18 metros de profundidad en un terreno de aluvión de gravas, arenas y arcillas flojas.

Habría, sin duda, muchos cimientos de puentes en que pueda recurrirse a tan elemental procedimiento de cimentación, que merece ser objeto de más extensas aplicaciones, cuando se disponga de buen ladrillo y sobre todo de buenos albañiles.

No deben extrañarnos estas habilidades constructivas, menos paradójicas que los constantes desafíos a las leyes de la estática, que con las bóvedas de ladrillo puestas de plano, llamadas *a la catalana*, realizan constantemente nuestros albañiles en las escaleras y arcos de todas las casas de Levante y Andalucía, y hoy también en Madrid.

Tubos de hormigón.—Si por circunstancias especiales conviene emplear tubos, éstos, como hemos dicho, no necesitan construirse con tubos metálicos, sino que deben ejecutarse de hormigón *in situ*, o fabricarse en piezas en un taller cuando el diámetro no exceda de tres metros.



Fig. 133.

Convendrá siempre interponer en las paredes de los tubos una ligera armadura de redondos cruzados en cuadrícula de 8 a 12 milímetros de diámetro, a unos 25 centímetros de distancia. Es un aumento de gasto insignificante que beneficiará la resistencia del cimientto durante y después de la construcción.

Si los tubos se fabrican en taller, irán empalmándose los trozos unos a otros a medida que penetren en el terreno los tubos inferiores. El empalme deberá hacerse con juntas previamente moldeadas (fig. 133), tomadas con buen mortero.

Para evitar estas juntas pueden fabricarse en taller de una sola pieza, y así se han hecho los del muelle de Ymuyden (pág. 159), de 8,75 m. de longitud y 2,50 m. de diámetro, que mediante grúas y barcazas se transportaron a su sitio.



El éxito de aquel original cimiento impulsó al ingeniero holandés Sanders, que lo dirigió, a proponer la ejecución de muelles, muros, presas y estribos con arreglo a una disposición parecida a la figura 133 bis.

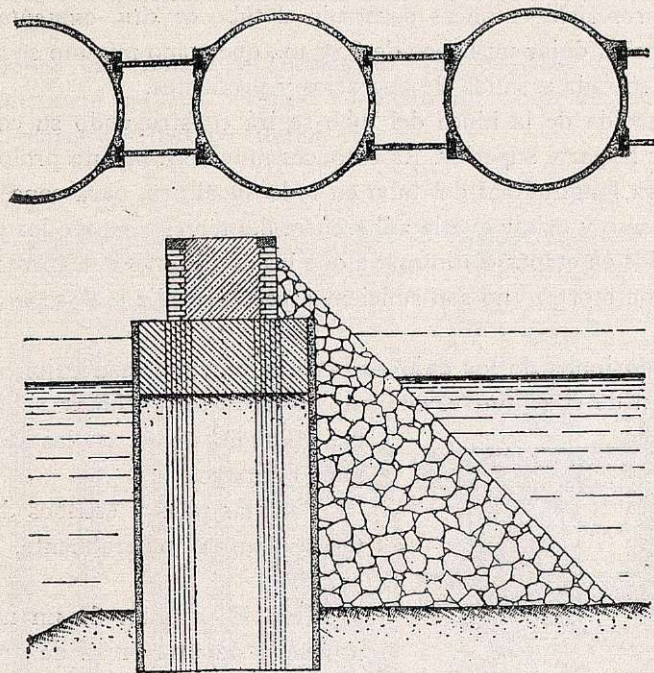


Fig. 133 bis. Muelle sistema Sanders.

La fila única de tubos se arriostra por dos paredes verticales construídas por tablestacas de hormigón armado que se deslizan entre unas muescas moldeadas en los tubos y cuyas juntas se tapan con lechada de cemento.

Una vez hincados los tubos y las tablestacas, *se rellenan todos los huecos con arena*, menos en su parte superior, que se maciza con hormigón, sobre el que se eleva en seco el resto del muro hasta la rasante. Los empujes de los terraplenes se reducen por medio de un prisma interior de escollera.

Estas disposiciones habilidosas no parecen haberse extendido ni aun en terrenos de arena, y ya veremos en el capítulo X que en España, sobre todo, se sustituyen con ventaja por medio de *cajones con fondo de hormigón armado*.

Cuando el terreno sea muy adherente, los tubos fabricados en taller tendrían poco peso para hincarse, a menos de sobrecargarlos mucho; además, podrían despegarse unos de otros, lo que sería una dificultad.

Es preferible entonces construir el tubo *in situ*, aumentando su grueso hasta dejar un hueco de 0,90 m., que como mínimo se necesita para la entrada y salida de operarios y productos.

A medida de la hinca del tubo se irá construyendo su continuación por la parte superior. Es entonces muy conveniente prolongar la armadura longitudinal del tubo en toda su altura, para conseguir su monolitismo y evitar que la adherencia del terreno separe los pedazos fabricados en etapas distintas, ya que las soldaduras que entre ellos se hagan con mortero no son suficientes para impedir esas separaciones.

Dimensiones de los cajones.—Cuando se emplean cajones, como éstos han de constituir el cimientó propiamente dicho, sus dimensiones en planta deben ser las necesarias para el apoyo.

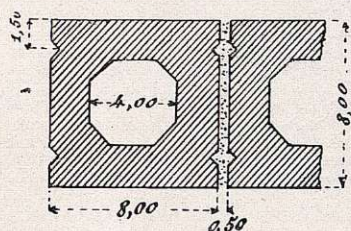


Fig. 134.

Para las pilas y estribos de puentes se emplea, generalmente, un solo cajón.

Pero si se trata de un muro de muelle o de una presa de gran longitud, hay que subdividir el cimientó

en trozos de 4 a 12 metros, siendo la otra dimensión en planta el grueso del cimientó del muelle o presa.

En cuanto a la altura definitiva de los cajones, debe ser la que tenga el cimientó; pero cuando se excede de cinco o seis metros de altura, no se construye de una vez, sino que se principia construyendo el trozo inferior, que puede hacerse de unos tres metros, continuando después la construcción por su parte superior, siempre por encima del agua, hasta que la hinca sea completa.

Sus dimensiones interiores son variables; pero deben tener las paredes el grueso suficiente para que el peso propio del cajón baste para vencer la adherencia del terreno, dejando siempre hueco bastante para el trabajo de obreros y movimientos de productos y material. En el muelle del antepuerto de Calais, los cajones hincados en la arena por inyección de agua tienen un hueco octogonal (fig. 134).



Se trataba de un puente en Poughkeepsie, sobre el Hudson, compuesto por cinco tramos metálicos de 160 metros, de un peso enorme, por tanto.

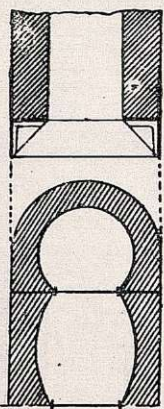
Se quiso cimentar las pilas en terreno firme de grava incompresible; pero éste se encontraba a 38 metros por debajo del nivel de estiaje, que tiene además una altura media de agua de 17 metros.

Los 21 metros de terreno por encima del firme se dividen en: ocho metros de fango, 11 de arcilla y dos de arena.

Estaba constituido el cajón por piezas de madera de 30×30 centímetros, que, formando nueve tabiques longitudinales y seis transversales, dejaban cuarenta espacios huecos (fig. 135). En doce de estos huecos *v*, terminados en su parte inferior en forma piramidal, se excavó el terreno con dragas Priestmann. Los otros veintiocho huecos se iban rellenando de hormigón sumergido, para contribuir con su peso a la hínca del cajón.

Terminada ésta, los buzos regularizaron el fondo, rellenándose entonces los doce huecos con hormigón sumergido hasta la mitad de su altura y con fábrica ordinaria después.

Este procedimiento original permite alcanzar profundidades que no pueden conseguirse de otro modo, incluso por el aire comprimido, que no permite descender a más de 30 metros por debajo del agua. Pero hoy no se emplea, porque la madera es más cara que el hormigón.



Eje del cajón

Fig. 136.

Cajones de hierro y hormigón.— Se han construido muchos cajones, constituidos por cuchillos de palastro (fig. 136), de 1 a 1,50 metros de altura, siguiendo el contorno exterior del cajón, reforzando con ménsulas triangulares de hierro en ángulo, que sostienen otra chapa horizontal recortada por el interior en curva, con anchos variables de 0,60 a 0,8 metros.

Sobre esta chapa se construía la fábrica del cajón, de ladrillo u hormigón, y la forma de bóveda que presentaban las paredes contrarrestaba el empuje del terreno.

A ese efecto, las ménsulas opuestas estaban arriostradas en-



tre sí por tabiques metálicos, lo que impedía su aproximación (1).

Cajones sin fondo de hormigón armado.—Pero estos tipos de cajones, que estuvieron justificados cuando se desconocía el hormigón armado, han sido sustituidos con ventaja por los cajones de hormigón, que a nuestro juicio se mejoran sensiblemente con ligeras armaduras metálicas dentro de su masa.

En lugar de emplear tubos de H. A., como los que describimos anteriormente, se construyen cajones a cuya planta se da la forma cuadrada o la rectangular con los extremos circulares que convenga al cimiento.

El primer cajón de este tipo que empleamos en 1909 para un

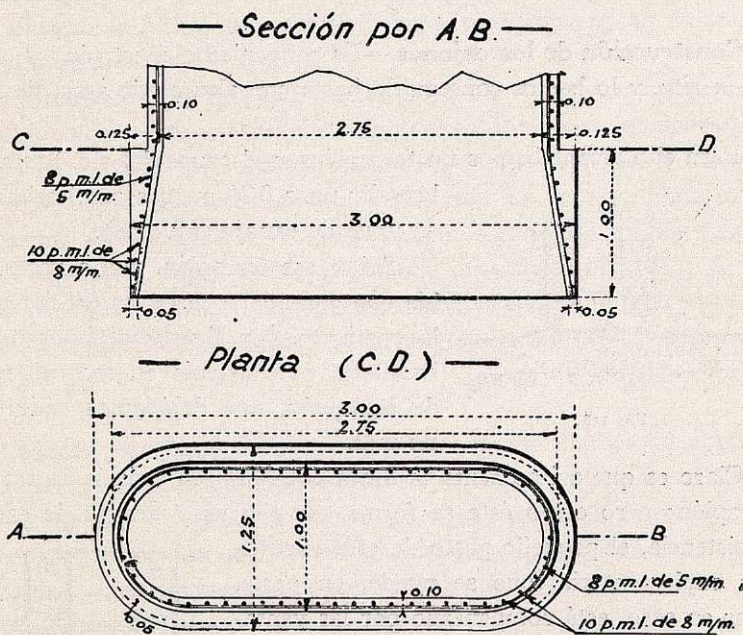


Fig. 137. Cajón de H. A. del puente sobre el Jarama.

puente sobre el Jarama, para la Azucarera de Madrid (fig. 137), no tenía cuchillo metálico ni lo ha necesitado.

(1) El ingeniero D. Rafael Coderch, que empleó frecuentemente esta cimentación, publicó sobre ellas un interesante estudio en los *Anales de Obras Públicas*, año 1894, tomo II.

El ancho y la armadura de su borde inferior varían según la dureza del terreno.

El hormigón interior, que puede ser ciclópeo, se compone de 150 kg. de portland, 0,800 m³. de grava y 0,400 de arena. En la camisa exterior de H. A., la dosificación de cemento fué de 300 kilogramos.

Las paredes exteriores se enlucen con mortero de portland de 1 X 3, para su impermeabilidad y fácil hinca.

Posteriormente, y en otros muchos cajones análogos que hemos aplicado, siempre con éxito, suprimimos el escalón vertical, que resultó innecesario, y *aumentamos los espesores de sus paredes todo lo que permita el trabajo, con la ventaja de aumentar su peso y su fácil penetración en el terreno.*

Construcción de los cajones.—Es conveniente construir los cajones *in situ*, y lo hemos conseguido hasta con alturas de agua de 2,50 metros.

Para ello levantábamos un terraplén en el cauce del río, hasta sobresalir unos 0,20 metros por encima de su nivel de estiaje (fig. 138).

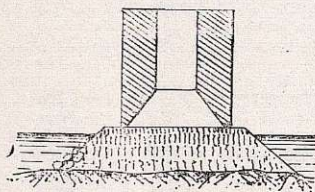


Fig. 138.

Sobre ese terraplén, que a veces había que defender contra las erosiones de la corriente, con ligeros recintos o con escollera, se construía en seco el cajón de hormigón, que dejábamos endurecer un mes.

Claro es que así aumenta la hinca del cajón en toda la altura del terraplén; pero como éste se forma con tierras y gravas de escasa consistencia, el pequeño gasto de esta excavación suplementaria, que se puede, en parte, hacer en seco, está compensado por las ventajas de la construcción de los cajones *in situ*.

Cuando la altura de agua excede de tres metros, convendrá construir los cajones de hormigón armado en una grada o varadero, para desde allí lanzarlos al agua, transportándolos por flotación. Debe construirse entonces el cajón con una doble pared, arriostradas entre sí por tabiques (fig. 139), todo ello de hor-

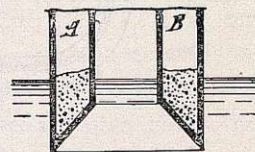


Fig. 139.

migon armado, en forma análoga a los cajones que con más detalle explicaremos en el capítulo siguiente, al ocuparnos de los que empleamos para el aire comprimido.

Una vez transportado el cajón al sitio de empleo, se van rellenando con hormigón o con arena los huecos *A* y *B* que quedan entre sus dos paredes, hasta que descansen sobre el terreno, y se procede entonces a su hinca, como con los cajones construídos *in situ*.

Creemos que este procedimiento de construcción y transporte de cajones, que hemos realizado en varios cimientos, es susceptible de muy interesantes aplicaciones.

Empalmes de los cajones.—Cuando un cimiento ha de estar constituido por varios cajones, deben distanciarse de 0,50 a 2 m., para que durante la hinca, que es difícil llevar siempre vertical, no se acodalen unos a otros.

Pero si el muro que han de llevar, como ocurre en las presas y en algunos muelles, necesita ser impermeable, o por lo menos continuo, para evitar las fugas de terraplén, deben empalmarse los cajones rellenando con hormigón la junta que los separe. Para mejor trabazón, pueden dejarse en los paramentos contiguos de los cajones unos entrantes, como en los del muelle de Calais (fig. 131), y, después de excavada la junta, previamente tapada con tablestacas de madera o metálicas, se vierte el hormigón en masa o en sacos algo blandos (1).

Cajones con fondo.—Si a los cajones que acabamos de describir les añadimos un fondo impermeable, podremos aplicarlos a cimentar obras, aun con grandes alturas de agua; pero estos procedimientos entran ya en los que hemos clasificado de *cimientos directos sumergidos*, que estudiaremos en el capítulo X.

(1) En el capítulo siguiente detallaremos algunos otros procedimientos de empalmes de cajones, que, aunque aplicados a los cajones hincados por aire comprimido, pueden emplearse también en los hincados al aire libre.



CAPÍTULO IX

CIMENTACIONES DIRECTAS EN AIRE COMPRIMIDO

Cimientos tubulares.—Sus inconvenientes.—Cajones de madera.—Cajones metálicos perdidos.—Cajones metálicos de grandes dimensiones.—Pesos de los cajones metálicos.—Cajones metálicos colgados.—Campanas móviles neumáticas.—Campana corrediza equilibrada.—Cajones de fábrica.—Cajones de hormigón armado contruídos *in situ*.—Cajones flotables de hormigón armado.—Conclusiones sobre cajones de hormigón armado.—Lanzamiento de los cajones flotables.—Colocación de los cajones.—Hinca de los tubos o cajones.—Construcción del macizo de cimientos.—División de los cajones en pisos.—Ejecución del relleno.—Empalmes de los cajones adosados.—Accidentes en la hinca de los cajones.—Precauciones para el trabajo en aire comprimido.

Desde su invención por el ingeniero francés Triger, este procedimiento ha sufrido sucesivas modificaciones y perfeccionamientos en el sinnúmero de cimentaciones en que se ha aplicado (1).

La enumeración de lo que se ha hecho desde entonces se encuentra en multitud de libros (2).

Pero lo que más nos interesa es la descripción de lo que *se hace hoy*, prescindiendo de lo que *no debe ya hacerse*.

(1) En el cap. III, pág. 50, reseñamos el principio de este procedimiento de cimentación, y en el cap. VII, pág. 135, describimos las esclusas, maquinaria, etc., que se emplean en el aire comprimido.

(2) Puede verse con detalle esta reseña histórica en el *Traité de Ponts*, de Croizette-Desnoyers, tomo I; en el *Chaix-Traité des Ponts en Maçonnerie*, primera parte, tomo II



Cimientos tubulares.—Cuando se trata de puentes relativamente ligeros, constituidos por tramos metálicos, pueden aún emplearse los cimientos tubulares, constituyendo los apoyos por dos tubos en el eje de las vigas principales.

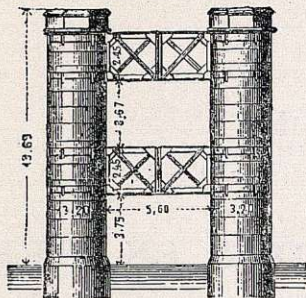


Fig. 140.

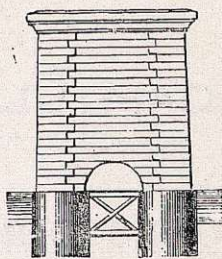


Fig. 141.

Unas veces se prolongan los tubos hasta el tramo metálico (figura 140).

Otras se elevan pilas de fábrica sobre los tubos

bos de cimientos (fig. 141) por encima de aguas bajas, disposición que parece preferible y más económica en algunos casos.

Durante mucho tiempo estas cimentaciones se ejecutaron con tubos de fundición de 3 a 4 cm. de grueso unidos por bridas.

Hoy se prefiere construir los tubos con anillos de chapas de palastro, de unos 10 mm. de espesor, que son más ligeros y baratos que aquéllos.

Cada anillo está formado por varias chapas, roblonados, según la generatriz, con altura de 1,50 a 2 m. Se anlazan los anillos entre sí con hierros en T, roblonados a los dos extremos por el interior, para que no entorpezcan la hinca.

El diámetro de los tubos suele ser de unos 2 m., y si la presión sobre el terreno fuera excesiva, se ensanchan los tubos en la parte inferior (fig. 142).

Las esclusas y chimeneas son análogas a las descritas en el capítulo VII.

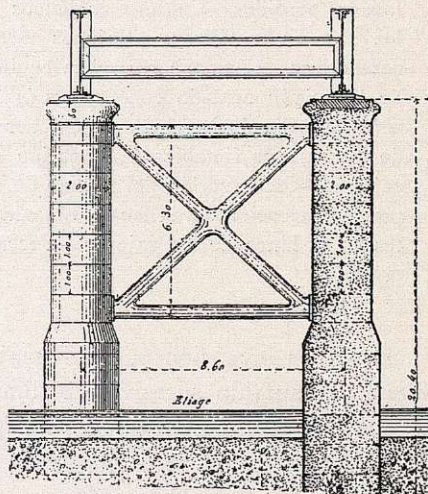


Fig. 142.

La cámara de trabajo es el tubo inferior. El contrapeso es el hormigón que se va vertiendo y apisonando en seco, a medida de la hinca, en el hueco comprendido entre el tubo y la chimenea (figura 143).

Una vez que el tubo ha alcanzado la hinca necesaria, se rellenan con hormigón la cámara de trabajo y la chimenea, cuyo palastro refuerza la resistencia de la fábrica. Así es que no hay peligro en que por oxidación vaya desapareciendo el hierro del tubo exterior; el hormigón y la chimenea deben bastarse para resistir el peso de los tramos cargados. Ello no obsta para que antes de su hinca convenga alquitrantar la superficie exterior de los tubos. Cuando la altura de los tubos por encima del terreno exceda de 4 m., conviene arriostarlos entre sí, por medio de un entramado metálico (figuras 140, 141 y 142), que se une a los tubos por orejas previamente preparadas.

Sin embargo, en algunos puentes, como el de Burdeos y otros españoles, no se han arriostado estos tubos, por considerar que el peso de los tramos que sobre ellos se apoyan basta para mantenerlos fijos.

Inconvenientes de los cimientos tubulares.—Son los siguientes:

1.º Es difícil de hincarlos verticalmente, y muy laboriosas las operaciones necesarias para corregir los desplomes que a menudo se presentan.

2.º Su peso propio es insuficiente algunas veces para vencer la adherencia lateral del terreno a la gran superficie de los tubos, lo que obliga a cargarlos con lastre suplementario.

3.º Las cámaras de trabajo son pequeñas, lo que dificulta todas las operaciones.

4.º Hay que ejecutar en dos veces la cimentación de cada apoyo, lo que retrasa y encarece el coste del metro cúbico de cimiento.

La única ventaja que pueden ofrecer estas fundaciones es la reducción del volumen de cimiento al indispensable para las cargas transmitidas por cada una de las vigas principales.

Resulta de aquí que cuando, como ocurre en los puentes de una sola vía, la distancia entre aquellas vigas sea inferior a 3,50 m., es preferible sustituir la cimentación doble a que obligan los tubos por



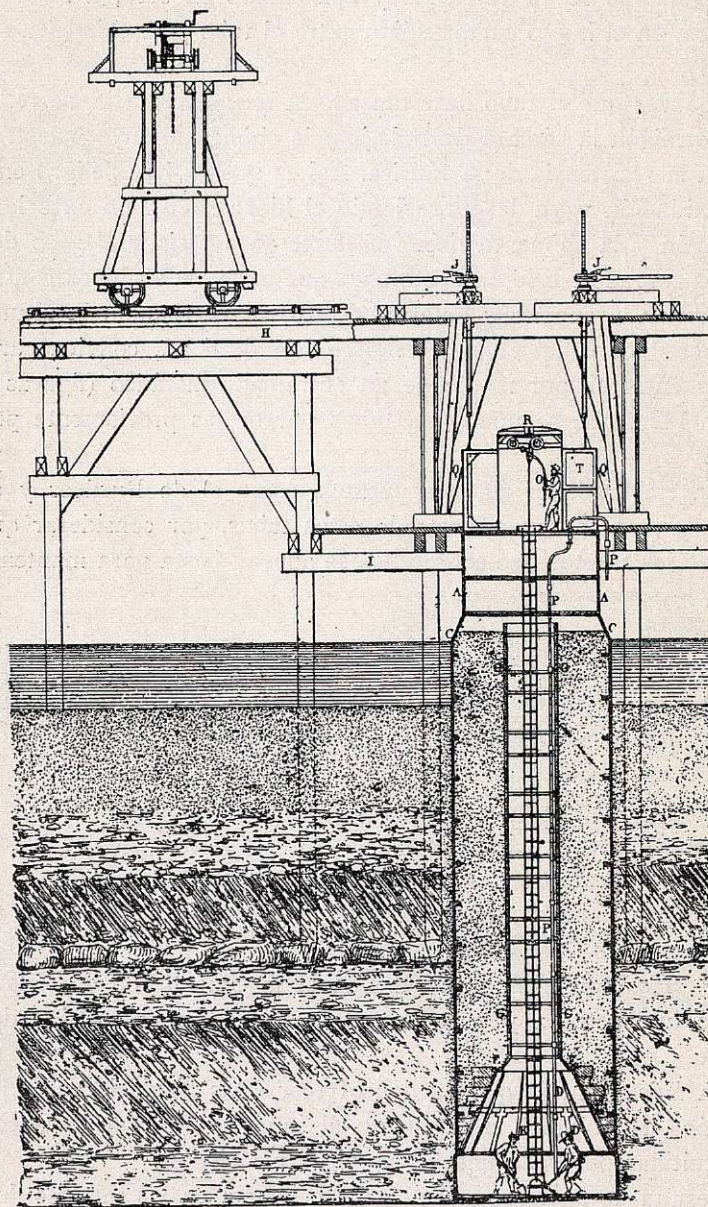


Fig. 143. Hince de los tubos del puente de Argenteuil.

un trabajo único en un cajón, cuya planta envuelva el perímetro de aquéllos. El pequeño aumento de excavación y relleno estará compensado por el ahorro de tiempo, fuerza, mano de obra y falsas maniobras.

Para puentes de fábrica u hormigón armado en arco inferior no sirven las cimentaciones tubulares; hay que emplear cajones.

Cajones de madera.—En América se han construido muchos cajones de madera para la cimentación por aire comprimido de importantes puentes (1).

Unas veces los cajones se construyen enteramente de madera, como se hizo para los estribos del gran puente de Brooklyn, en el que tenían las extraordinarias dimensiones en planta de 52×32 m. y en sección la representada por la figura 144. Se consiguió su impermeabilidad con un profundo calafateo.

Pero casi siempre la madera sólo constituye las paredes y techo de la cámara de trabajo (fig. 145). Se consoli-

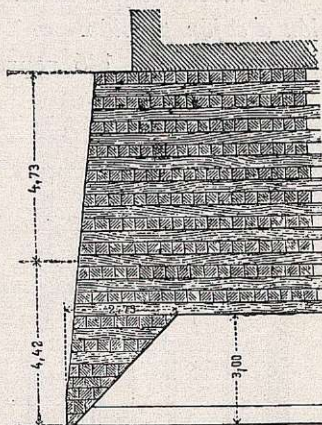


Fig. 144. Cajón del puente de Brooklyn

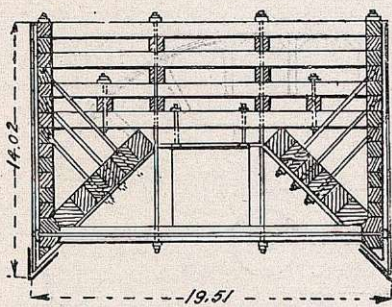


Fig. 145. Cajón Morrisson.

da e impermeabiliza el cajón, relleno los espacios libres con hormigón bien apisonado (puente de Plattsmouth, ingeniero Morrisson).

Estos cajones son fáciles de construir y transportar por flotación al sitio de empleo, y económicos allí donde la madera es barata.

Pero su escaso peso dificulta la hinca, lo que obliga a veces a operar ésta por brascos vaciados

(1) Se puede consultar sobre estas aplicaciones el libro de M. Le Rond *Les Travaux publics de l'Amérique du Nord*.



de aire que, según luego veremos, ofrecen peligros e inconvenientes.

Cajones metálicos perdidos.—Durante muchos años, y aun hoy día, los cajones que constituyen las bases del cimientó y la cámara de trabajo se han construido enteramente metálicos, dejándose la mayor parte de los hierros que lo constituyen enterrados en el cimientó que contribuyeron a ejecutar.

Es la razón por la que se designa este procedimiento *Cimentación a cajón perdido*.

En la figura 146 representamos un cajón de esta clase, del

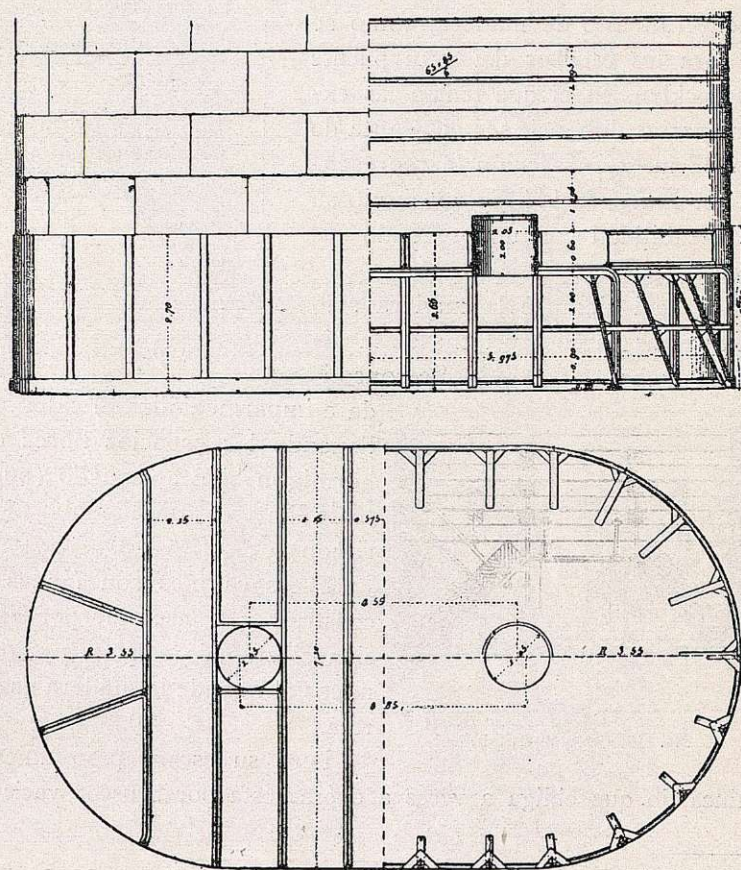


Fig. 146.

rior quede siempre por encima del nivel del agua. Esas chapas se denominan *alzas*, y son de palastro, de tres a cinco milímetros de grueso, según el rozamiento y el empuje que se suponga han de sufrir sus paredes al penetrar en el terreno.

Cada anillo de alzas suele tener un metro de altura, y se refuerza la unión o recubrimiento de las juntas horizontales con angulares interiores de 50 a 60 mm.

Para conseguir la impermeabilidad de las alzas se interponen entre sus juntas papel o fieltros alquitranados fuertemente apretados por los tornillos.

Las alzas que han de quedar dentro del terreno se pierden y son recubiertas por el relleno; las que han de quedar fuera del agua pueden rescatarse por medio de buzos, para utilizarlas en otros cajones; pero hay que prepararlas entonces a ese efecto.

Cajones metálicos de grandes dimensiones.—Se construyen los cajones con las dimensiones que más convenga para la hinca, y ya hemos visto que en algunos estribos se subdividen en dos o más partes.

Pero hay ciertas construcciones, como, por ejemplo, los diques de carena, en las que el cimientado debe ser impermeable, reduciéndose entonces al límite el número de juntas.

Ya en los diques de Saigón (1) y en el de Missiessy (Toulon) (2) se habían alcanzado dimensiones en planta para cada cajón de $83 \times$

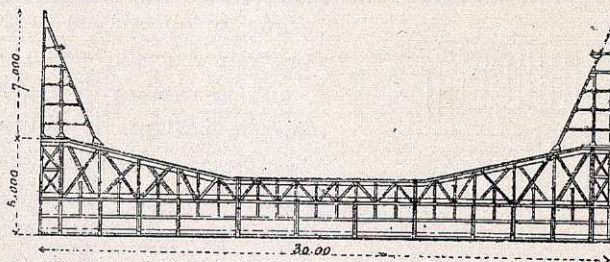


Fig. 149. Cajón del dique de Saigón.

30 m. y $144 \times 41,30$ m., respectivamente, lo que exigió para ellos pesos respectivos de 1.900 y 2.500 toneladas de hierro.

El dique de Saigón se ha construido con dos cajones iguales, cuya sección se representa en la figura 149.

(1) Cajón de Saigón: *Nouvelles Annales de la Construction*, enero de 1886.

(2) Detalles en los *Annales des Ponts et Chaussées*, año 1899.

Cada uno de ellos está dividido en diez compartimientos de $30 \times 8,30$ m., por fuertes vigas transversales. En cada compartimiento se efectúa el trabajo por una esclusa grande para los operarios y dos más pequeñas para la entrada del hormigón.

La extracción de los productos arenosos se hizo mezclándolos con agua y expulsándolos por tubos con agua a presión.

Los dos cajones se cerraron por sus extremos con puertas metálicas provisionales, que se desmontaron después de terminado el dique. Se fondearon sus extremos inmediatos a 1,50 m. de distancia, rellenándose el hueco mediante ataguías metálicas previamente preparadas.

Recientemente se ha construido en el puerto de El Havre, para un dique de carena en aquel puerto, el cajón metálico más colosal que se conoce, para una capacidad interior de 312×38 m., con un calado de 13,50 m. (fig. 150).

La estructura del *cajón único* empleado para el cimiento de este dique, con una superficie de 360×60 , estaba constituida por 44 vigas transversales tipo Warren, de 6,40 m. de altura, a ocho metros de distancia, que lo dividen en 43 compartimientos de 40×8 ; dichas vigas están arriostradas por otras de igual altura y tipo, a 11 metros de distancia en la parte central y a 6,70 en los tramos extremos.

Toda esta cuadrícula de vigas y sus techos se envolvieron en hormigón, constituyendo así 215 cámaras de trabajo independientes con sus correspondientes esclusas neumáticas.

El peso total del cajón, con sus alzas y la ataguía de la puerta, alcanzó 46.500 toneladas, de las que 6.500 corresponden a la parte metálica y 40.000 al hormigón de refuerzo.

Según luego veremos, se construyó el cajón metálico en un varadero preparado al efecto y se trasladó flotando a su emplazamiento.

En la figura 150 se representan varias posiciones del cajón, a medida que va cargándose, hasta su fondeo sobre el terreno previamente dragado. El trabajo por aire comprimido se limitó al relleno de las cámaras de trabajo (1).

(1) Pueden verse más detalles de esta grandiosa obra en nuestro artículo de la *Revista de Obras Públicas* de 15 de diciembre de 1924, y en el *Genie civil* de 26 de abril de 1924.

Pero no parece dudoso que todos estos colosales cajones metálicos hubieran podido sustituirse con una gran economía por otros similares de hormi-

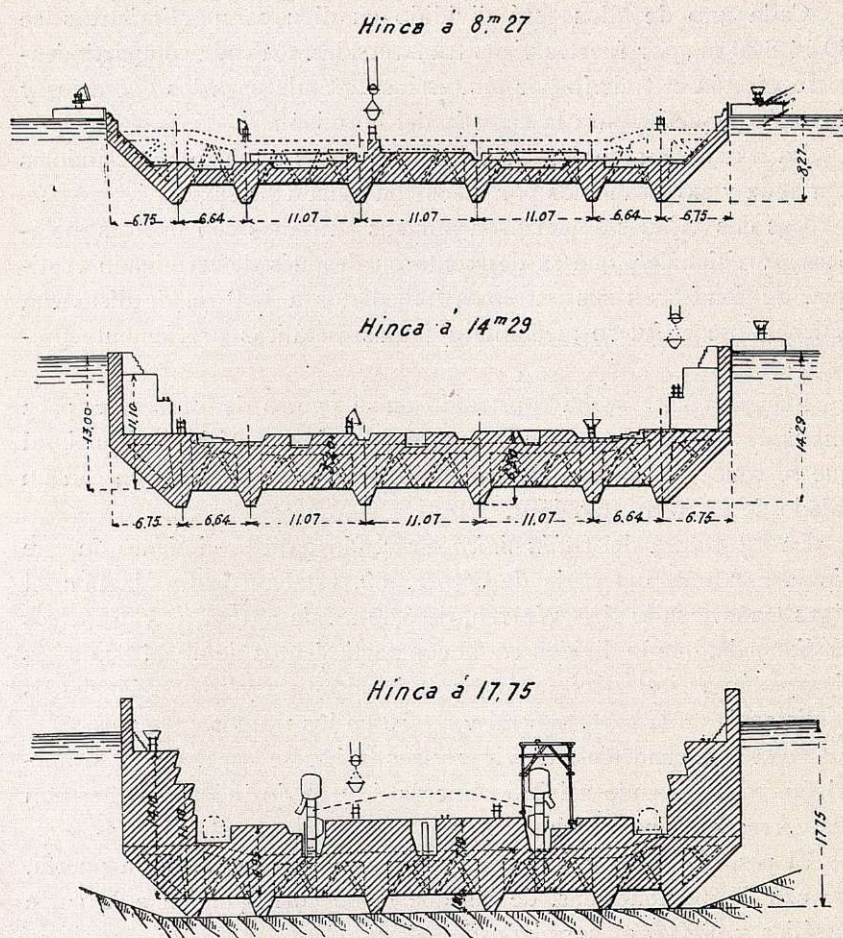


Fig. 150. Cajón del dique de El Havre.

Pesos de los cajones metálicos.—Sejourné ha dado la siguiente fórmula para hallar el peso del cajón:

$$\pi = 280 p + 130 s.$$

Siendo π el peso del cajón en kilogramos, p el perímetro y s la superficie de la planta en metros cuadrados. Esta fórmula sólo parece aplicable para cajones de pequeñas dimensiones y altura.

gón armado, como los que proyectamos para el dique de Cádiz, que describimos en el capítulo siguiente.

El ingeniero italiano Sr. Pozzi dedujo de unas cimentaciones en el Pó, de 20 a 26 m. de profundidad, la fórmula:

$$\pi = 650 p + 160 s.$$

En estas fórmulas no se tiene en cuenta el peso de la envolvente de alzas, que es de 30 a 35 kg. por metro cuadrado, y que puede o no quedar también perdida.

En todo caso sólo podrán servir dichas fórmulas para apreciar el peso aproximado de los cajones metálicos de tipos corrientes para estribos y pilas de puentes.

Tratándose de cajones de dimensiones excepcionales, como los que acabamos de describir, las fórmulas anteriores dan pesos muy inferiores a los que resultan necesarios por exigencias constructivas.

Cajones metálicos colgados.—Con objeto de evitar la pérdida considerable de hierro que ocasiona el empleo de los cajones perdidos, han imaginado los ingenieros disposiciones varias, entre las que reseñaremos las más originales.

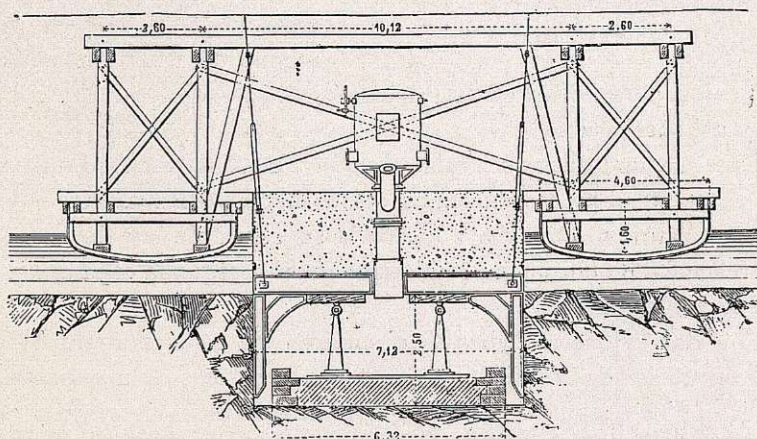


Fig. 151. Cajón colgado Montagnier.

El ingeniero Montagnier empleó un cajón móvil (fig. 151) colgado de un andamio, sobre gabarras, por medio de ocho gatos (1).

(1) Pueden verse detalles de este cajón y de sus aplicaciones en los *Annales des Ponts et Chaussées*, 1881, primer semestre, en un artículo "Caisson-Batardeau divisible et amovible", par M. Siebaux.

El cajón se hince por una sobrecarga adicional de arena y lingotes, vertida sobre el techo, que puede graduarse a voluntad.

Una vez alcanzado el fondo, se principia el relleno, y para levantar el cajón se maniobran los gatos superiores y se ayuda con otros tantos gatos, apoyados sobre la fábrica.

Claro es que la adherencia del terreno a las paredes del cajón, que puede ser muy considerable (hasta 2.700 kg. por metro cuadrado), limita el empleo de este tipo de cajón, que, como se ve, es sólo utilizable para las cimentaciones de menores dimensiones que las del cajón.

Se ha empleado con éxito este cajón móvil para la ejecución de grandes soleras continuas de hormigón por debajo del agua; entre otros, merece citarse el de la presa de Jouage (1).

Después de dragado hasta el terreno firme, la operación se practicaba de la manera siguiente:

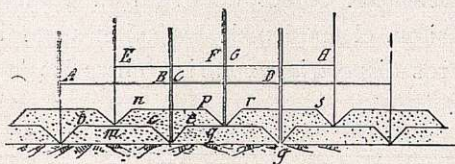


Fig. 152.

el cajón móvil, transportado por un carro sobre un andamio, se dejaba posar en *AB* (fig. 152); se vertía la capa trapezoidal *bc* de 0,50 metros de altura; levantábase

el cajón para llevarlo a la posición *CD* para ejecutar el trapecio *cg*, y así sucesivamente.

En el segundo pase se traía el cajón a *EF*, y por medio de pequeñas ataguías en los extremos de los huecos triangulares *ce*, se agotaban éstos, se limpiaba y picaba la superficie de la primera capa y se rellenaba de hormigón, continuando con la segunda capa *mn*, y así sucesivamente.

Con dos cajones móviles se ejecutaron así en seis meses 11.200 metros cúbicos de hormigón y 4.000 metros cúbicos de mampostería, con cal de Teil, a razón de 180 kg. por metro cúbico de grava y arena. En los huecos triangulares se empleó portland.

Campanas móviles neumáticas.—Cuando se trata de operacio-

(1) *Construction du canal de Jouage*. Monografía del ingeniero M. Chauvin, pág. 65.—Béranger, editor.—París.

En los *Annales des Ponts et Chaussées*, 1903, 4.º trimestre, hay también una interesante noticia sobre los cimientos ejecutados por cajones móviles en el dique de la Pinede, en Marsella.



nes aisladas, a pequeñas profundidades, puede utilizarse una campana neumática pequeña de un tipo análogo a la figura 114, página 143 (1).

Suspendida esta campana por un puente-grúa, o mejor aún de unas barcasas, se baja al fondo del agua, que no ha de tener altura superior a la total de la campana. Mediante dos compuertas neumáticas que se manejan como las de las esclusas antes descritas, entran y salen los operarios y materiales.

Pero si han de ejecutarse soleras de cimientos en cierta extensión, hay que dar a estas campanas mayores dimensiones.

En los puertos de Bilbao y Lisboa, la Sociedad general de Obras y Construcciones, de Bilbao, ha empleado con éxito completo la campana representada por la figura 153 (2).

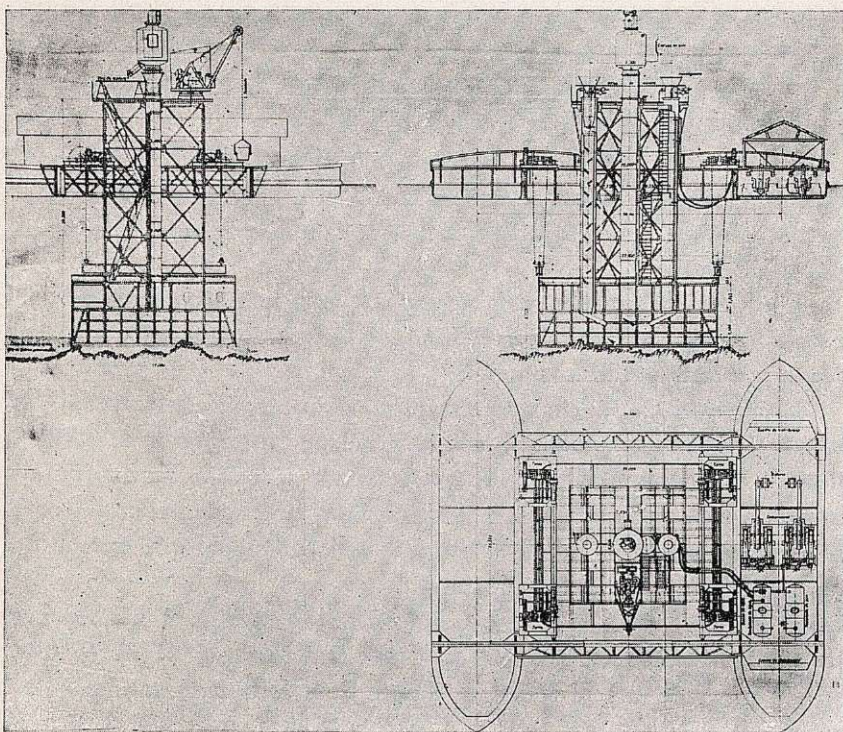


Fig. 153. Campana móvil neumática.

- (1) De la casa inglesa Siebe Gorman & Co.
- (2) Construída por La Maquinista Terrestre y Marítima, Barcelona.

Sus principales características son las siguientes:

Cámara de trabajo: de 12×11 metros y 2,50 metros de altura, siendo la altura de la cámara de equilibrio de 1,80 metros; tiene tres chimenas de un metro de diámetro, con sus esclusas, escaleras y maquinillas de extracción, todo dispuesto para trabajar a 15 metros de profundidad. Dos vigas de acero con sus aparatos de enganche, para suspender la campana de las gabarras gemelas que se ven en la figura.

En la parte alta tiene una grúa eléctrica propia para pesos de una tonelada, con su motor eléctrico.

En una de las gabarras están instalados dos compresores, capaces cada uno de aspirar 450 metros cúbicos de aire libre por hora y comprimido a 1,80 atmósferas, con sus correas de transmisión, etc.

Dos hormigoneras de plano inclinado con sus esclusas y tubería; cinco bombas centrífugas de alta tensión, capaces de elevar a 30 metros 150 litros por minuto.

Dos baldes de hierro para el servicio de extracción, y cuatro, también de hierro, para el servicio de hormigón.

Tanto las bombas como los compresores y diversas máquinas están acoplados a motores eléctricos, instalados con sus líneas completas, accesorios e interruptores, y consta también de un transformador de 72 kw.

Por último, los elementos accesorios principales constan de una estufa eléctrica pequeña, un teléfono, seis arcos voltaicos y doce lámparas cerradas para la campana.

El aparato ha funcionado con pleno éxito en la construcción del muelle de atraque y zona de acceso en el puerto exterior de Bilbao, durante los años 1908 a 1911, construyendo con él el macizo de cimentación de dichos muelles y extrayendo previamente la capa de aluviones que cubre el subsuelo en un espesor medio que excede de un metro y llega a veces a dos metros.

El número total de metros cúbicos de hormigón eminentemente hidráulico que se ejecutaron en estos trabajos fué de 22.397.170, siendo el autor del proyecto el ilustre ingeniero D. Evaristo Churrua.

También ha trabajado en la construcción del muelle Oeste Do Santos, del puerto de Lisboa, para la construcción del cimientado de las pilas que constituyen dicho muelle, asentadas sobre terreno fan-



goso, en el que se dispuso un fondo artificial con arena y escollera, en espesores de dos y tres metros, respectivamente (1).

Tanto en estos trabajos como en los de Bilbao, la campana dió un rendimiento sumamente satisfactorio, permitiendo ejecutar las obras con suma rapidez. En un plazo de cuarenta y seis días del año 1913 se cimentaron las 20 pilas y el morro de unión de los muelles del Norte y Sur de Lisboa, con un volumen de más de 3.500 m³ de hormigón.

En casos semejantes a los descritos y cuando se trata de constituir una fuerte solera de hormigón para cimentación de muelles, atracaderos, diques, etc., el trabajo de esta campana está indicadísimo y permite ejecutar una base perfectamente homogénea.

Campana corrediza equilibrada.—Para el asiento de los bloques artificiales que constituyen las paredes del dique Norte del Musel hubo al principio dificultades, por la irregularidad de su fondo, constituido por roca.

Se pensó entonces en enrasar horizontalmente aquel suelo con una solera de hormigón, y el ingeniero don Ventura Junquera, que dirigía aquellas obras por contrata, que

el autor inspeccionaba, imaginó hacerlo con unas campanas metálicas de aire comprimido (fig. 154) (2).

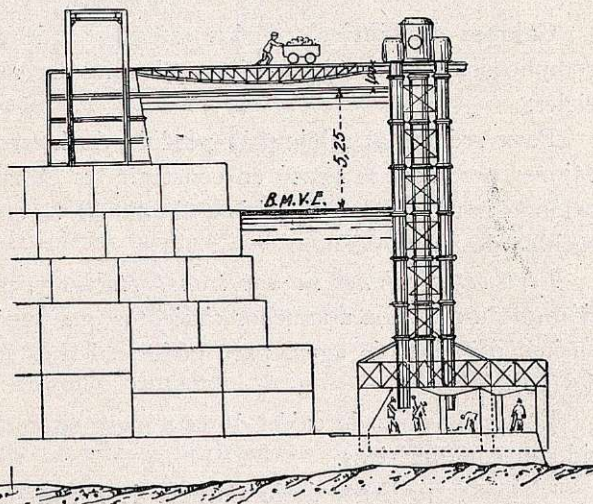


Fig. 154. Cajón corredizo del dique Norte del Musel (Gijón).

(1) La casa constructora de estas interesantes obras ha sido la Sociedad general de Obras y Construcciones, de Bilbao, cuyo director, el ingeniero don Vicente Morales, nos ha facilitado gran número de datos. En los capítulos X y XII daremos detalles de la cimentación en estos dos muelles de Bilbao y Lisboa.

(2) Pueden verse detalles en un artículo del autor sobre esta cimentación

Estas campanas avanzaban diaria y longitudinalmente por tramos de 1,50 m. por medio de gatos horizontales movidos a mano. En el día se ejecutaba la parte de cimientó contenida dentro de la campana, y a las ocho horas de terminada, este hormigón de Portland tenía ya suficiente dureza para resistir el peso correspondiente del cajón y podía efectuarse su corrimiento longitudinal; quedan, pues, los cajones siempre sumergidos, y sólo se mueven horizontalmente sobre el enrase de cimientos por ellos ejecutado.

Este procedimiento es diferente, pero más eficaz que otros tipos de campanas móviles empleadas en el puerto de la Pallice (1) y Saint-Nazaire (2), cuyos movimientos eran ascensionales y servían para ejecutar pilares aislados que quedaban separados a unos tres metros; en el Musel se obtenía un cimientó continuo, lo que es a todas luces preferible.

Cajones de fábrica.—Todos estos tipos de cajones móviles son complicados de manejo y sólo aplicables en algunos casos especiales.

Para reducir al mínimo la pérdida de hierro enterrado con los cajones perdidos, se pensó en construir las cámaras de trabajo y el cajón con su fábrica definitiva, limitando el empleo del hierro al cuchillo de apoyo.

Pero estos cajones no son transportables y, por tanto, su aplicación queda reducida a aquellos cimientos que puedan comenzarse por encima del nivel de agua, para poder así construir *in situ* el cajón de fábrica.

Entre los tipos de cajón de esta clase citaremos los que se consideran como clásicos.

El ilustre profesor de la Escuela de Puentes y Calzadas, de París, M. Sejourné (3), empleó en la cimentación de varias pilas del

por aire comprimido en la *Revista de Obras Públicas* de 22 de diciembre de 1898. Se citan también estas campanas en el *Cours de Travaux Maritimes*, de Quiquette de Rochemont, tomo I, página 269.

(1) Descrito en el número de abril de *Nouvelles Annales de la Construction*, de Oppermann, y en los *Annales des Ponts et Chaussées* de noviembre de 1889.

(2) *Annales des Ponts et Chaussées*, 1904, tercer trimestre.

(3) Este ingeniero eminente es el autor de los proyectos de puentes de fábrica más originales de estos tiempos y del grandioso libro *Grandes voutes*, que hemos citado en nuestro primer tomo (pág. 131).



puente de Marmande, situadas en la parte del cauce del Garona que quedaba en seco, los cajones representados por la figura 155.

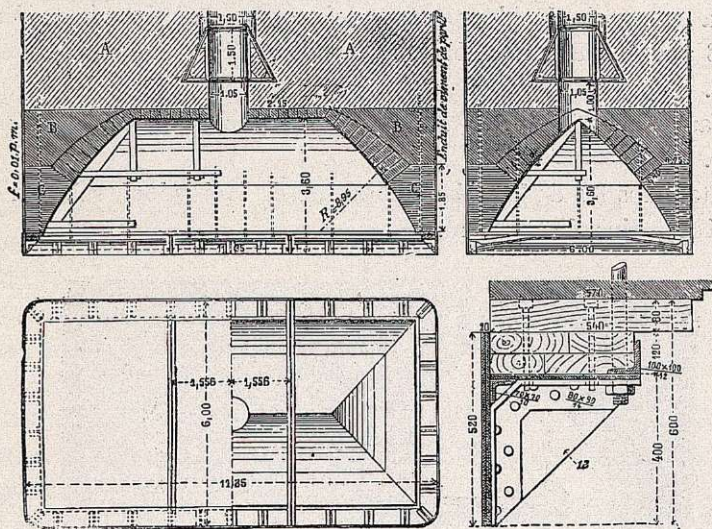


Fig. 155. Cajón de un estribo del puente de Marmande.

La planta para los cajones de las pilas era rectangular en algunas pilas y elíptica en otras; la bóveda de la cámara de trabajo era ojival.

El cuchillo, formado por chapas de palastro a ángulo recto, reforzadas con angulares y consolas a 0,80 m., sirve de platillo a tres hiladas de maderos de roble formando ménsula para sostener la bóveda de fábrica (1).

Esta se construyó con hiladas horizontales de ladrillo *CC* en una altura de un metro, ejecutándose el resto de la bóveda *BB* con mampostería, todo ello con mortero de cemento, de 500 kg. por metro cúbico de arena.

La fábrica y el cuchillo se solidarizaron con 16 pernos de hierro.

El relleno *A* sobre la bóveda se continuó con mampostería; pero el mortero se fabricó con cal hidráulica de Teil.

(1) Pueden verse detalles interesantes de estas cimentaciones en un artículo de M. Sejourné sobre los cimientos del puente de Marmande; *Annales des Ponts et Chaussées*, 1883, primer trimestre.

Los paramentos interiores y exteriores del cajón se recubrieron con un enlucido de tres centímetros de grueso y de 650 kg. de portland por metro cúbico de arena.

La economía de hierro conseguida con este tipo de cajón fué de 38 por 100 con relación a un cajón análogo completamente metálico.

También en Alemania se han empleado cajones parecidos al anterior.

Citaremos los de las pilas del puente de Hohrsdorf, sobre el Elba (fig. 156), hincados a 13 m.

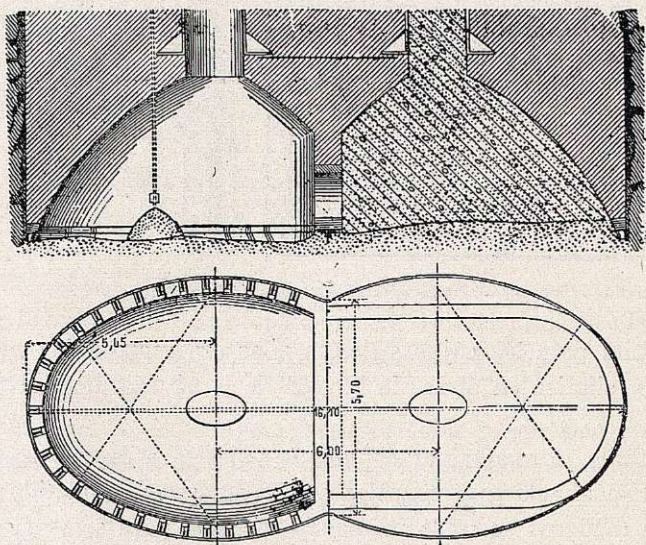


Fig. 156. Cajón del puente de Hohrsdorf.

Cajones de hormigón armado, construídos "in situ".—Los tipos de cajones de fábrica que acabamos de describir permitieron ya una economía sensible de hierro; pero puede obtenerse bastante mayor con el empleo de cajones de hormigón armado, del que en el Extranjero se han hecho pocas y tímidas aplicaciones, siendo así que el autor las emplea desde hace veinticinco años con éxito completo y que ese ejemplo fué seguido por muchos ingenieros del Estado y por varios constructores (1).

(1) En el número de 8 de abril de 1922 de *Le Genie Civil* publicamos un artículo sobre este tipo de cajones.

Y como quiera que opinamos que hay muchas ventajas y ningún inconveniente en el empleo *exclusivo* de cajones de esta clase, aun para grandes alturas de agua, nos extenderemos con algún detalle sobre nuestros tipos de cajones, ya que con ellos hemos ejecutado 52 cimentaciones (1), sin más contratiempos que los normales en esta clase de obras.

En los primeros cajones que construimos (fig. 157), en Valencia de Don Juan (León) y puente Victoria (Madrid), nos limitamos a simplificar el empleado por M. Sejourné en el puente de Marmande.

Reducimos la importancia del cuchillo metálico y sobre él apoyamos directamente el hormigón ciclópeo, utilizando para molde exterior un delgado paramento de ladrillo.

Sustituimos las bóvedas curvas de la cámara de trabajo de aquél y los paramentos exteriores curvos y en talud por superficies planas sin talud.

Las armaduras del hormigón consistieron en barras verticales de 20 mm. atornilladas al cuchillo, que se prolongaban *en toda la altura del cimientó*, arriostradas por barras horizontales de 12 mm. cada 0,30. El techo del cajón está también armado con redondos de 12 mm. cada 0,10 m.

El hormigón se dosificó a 250 kg. portland por 800 y 400 litros

(1) En 1904. *Puente de Valencia de Don Juan*, sobre el Esla (León); 5 cimientos de pilas y estribos; cajones de 8×5 y 7,50 m. de altura, en grava hasta la arcilla dura.

En 1909. *Puente Reina Victoria* (Madrid); cuatro cajones de $9,40 \times 4,20$ y 8 m. de altura, para los dos estribos, en arena hasta la arcilla.

En 1910. Entrada del dique de carena núm. 3 en la Carraca (Cádiz); 6 cajones de 12×6 y 18 m. de profundidad, en fango pegajoso hasta la arena.

En 1911. Puente de Mora sobre el Ebro (Tarragona); 6 cimientos de pilas y estribos, con cajones de 10×4 m. y alturas variables de 10 a 19 m., en gravas hasta la arcilla.

En 1913. Puente de Amposta, sobre el Ebro (Tarragona); un cajón para un estribo de 15×8 y una hinca de 29,50 m., en arenas fangosas, hasta la grava.

En 1920. Muelle de Alfonso XII (Sevilla); 10 cajones de 10×5 m. con hincas de 6 a 8 m.

En 1923. Puente sobre el Guadalete (Cádiz); un cajón de $9,40 \times 5,50$, con hinca de 15 m.

En 1924. Puente sobre el Guadiaro (Cádiz); cinco cajones de $9,40 \times 3,60$ a profundidades de 14 a 17 m.



de grava y arena en los 5 m. inferiores del cajón, reduciéndose a 200 kg. la dosificación del resto del hormigón e intercalándose en él un 30 por 100 de piedras gruesas.

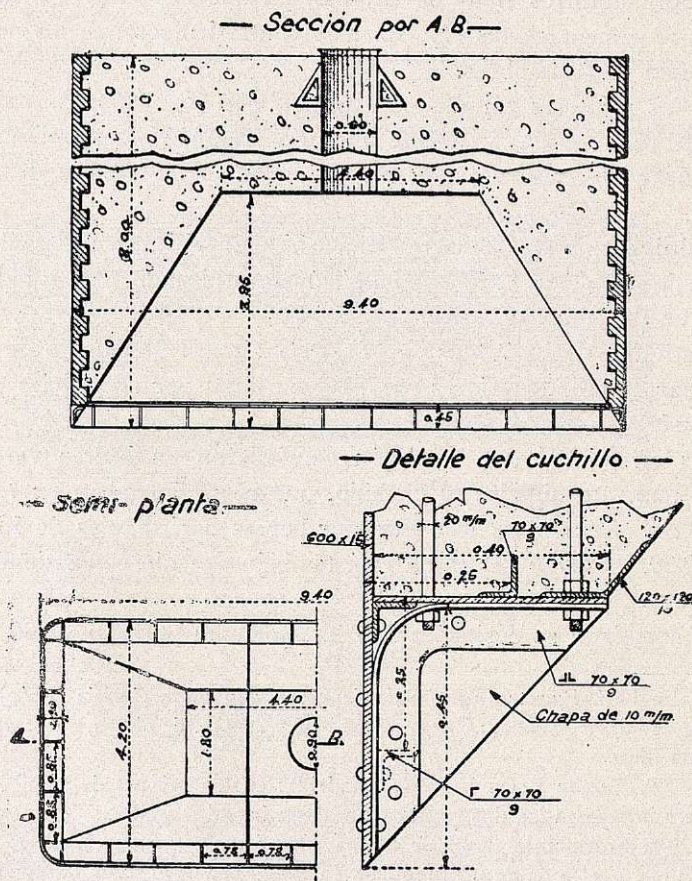


Fig. 157. Cajón del puente Victoria.

Por último, alisamos las superficies interiores y exteriores por una delgada capa de enlucido de mortero de portland 1×3 .

Aun nos pareció excesivo aquel cuchillo metálico, y ya, en los

En 1926. Ocho cajones de hormigón armado para los cimientos de cuatro grandes pilas del puente de San Telmo, en Sevilla, en el Guadalquivir, y para la Compañía de los Ferrocarriles del Norte, seis cajones para el puente del Montesa Menor, ambos descritos a continuación.

cajones posteriormente contruídos, los suprimimos completamente, sustituyéndolos en el cajón del puente de Amposta (fig. 158) por una pequeña chapa doblada de 10 mm.

La armadura del cajón sigue sus paredes en toda la altura, para evitar que se despeguen los cuatro pisos de 7,50 m. que se construyeron en etapas sucesivas.

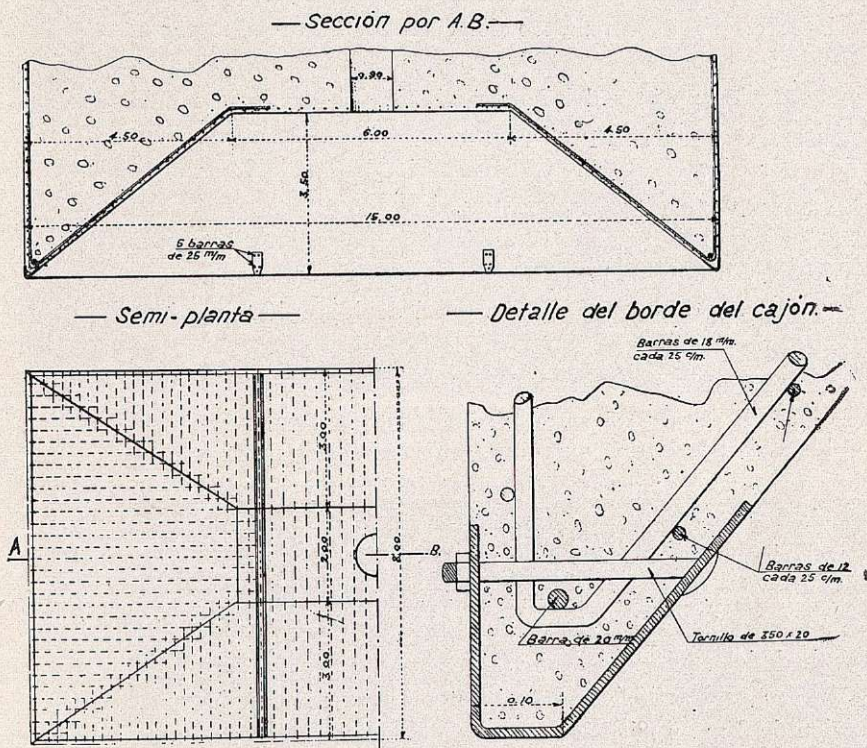


Fig. 158. Cajón del puente de Amposta.

Gracias a estas armaduras, cuidadosamente enlazadas entre sí, pudimos conseguir hincar este cajón sin el menor contratiempo a 29,50 m. de profundidad bajo el estiaje, *que es casi el límite máximo* que puede alcanzarse con aire comprimido.

La adherencia lateral, en un terreno de arena fangosa, era grande, y las despegaduras de los diferentes trozos hubieran podido ocasionar graves accidentes.

Como la longitud de la cámara de trabajo era de 15 m., arrios-



tramos sus paredes mayores con dos vigas horizontales de hormigón armado; pero resultaron molestas en la hinca, y las suprimimos.

No tuvimos fugas de aire, ni filtraciones de agua, ni grietas, ni desplomes, y la hinca fué normal y regular.

Las dosificaciones de hormigones y enlucidos fueron iguales a las anteriormente citadas.

En los cajones posteriormente construídos al de Amposta suprimimos la chapa de palastro del cuchillo, que resultó también innecesaria.

Para los puentes del ferrocarril del Norte, para la doble vía de Valencia a Játiba, empleamos unos cajones más robustamente armados, por ofrecer el terreno irregularidades que pudieran determinar mayores presiones laterales (figs. 159 y 160).

Para reducir la adherencia del terreno, que en este caso es considerable, hemos dado a los paramentos exteriores, pero sólo en el piso inferior de cada cajón, un talud de 1 por 100, que ha sido bastante para facilitar su hinca.

En general, no es necesaria mucha armadura, y para la regularidad de su hinca, son preferibles los cajones rectangulares, a los que presentan extremos curvos, según hemos comprobado en varios casos; estos últimos se inclinan y desvían con más facilidad.

Todos estos cajones se construyen *in situ*, y a veces tuvimos para ello, como en el puente de Mora, sobre el Ebro, que ejecutar terraplenes hasta de 2,50 m. de altura, en la forma que describimos al final del capítulo anterior.

Pero este artificio resulta costoso para niveles de agua que exceden de 3 m., y además reduce el desagüe, aunque se limite el terraplén con recintos de tablestacas de madera o metálicas.

Veamos cómo puede obviarse tal inconveniente.

Cajones flotables de hormigón armado.—Ni aun para grandes alturas de agua es necesario recurrir a los cajones metálicos.

De igual modo que con éstos, pueden construirse *cajones flotables de hormigón armado*, construídos en un dique de carena, si lo hubiese próximo, o en un plano inclinado o varadero establecido en una margen próxima.

Al mes de construídos se botan al agua y se transportan por el

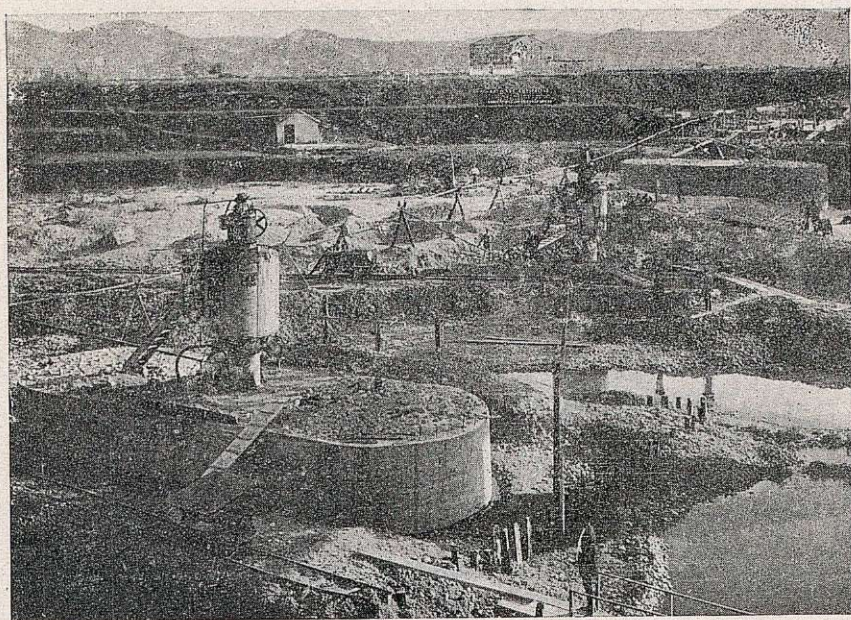


Fig. 159. Vista de la ejecución de los cimientos del puente de Montesa menor (Játiba).

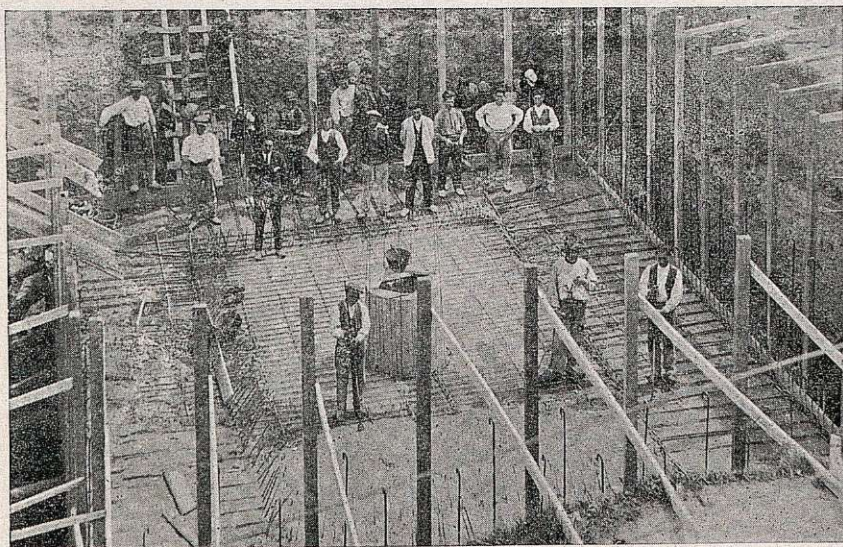


Fig. 160. Cajón de un estribo del puente de Montesa menor.

río para fondearlos en su sitio con lastre de hormigón, según explicamos al ocuparnos de los cajones "sistema indio", página 169.

Aunque hemos construido ya varios cajones de este tipo, merecen especial mención los que hincamos en Sevilla para el puente de San Telmo, sobre el Guadalquivir, con un nivel de agua en estiaje de 7,50 m. (1).

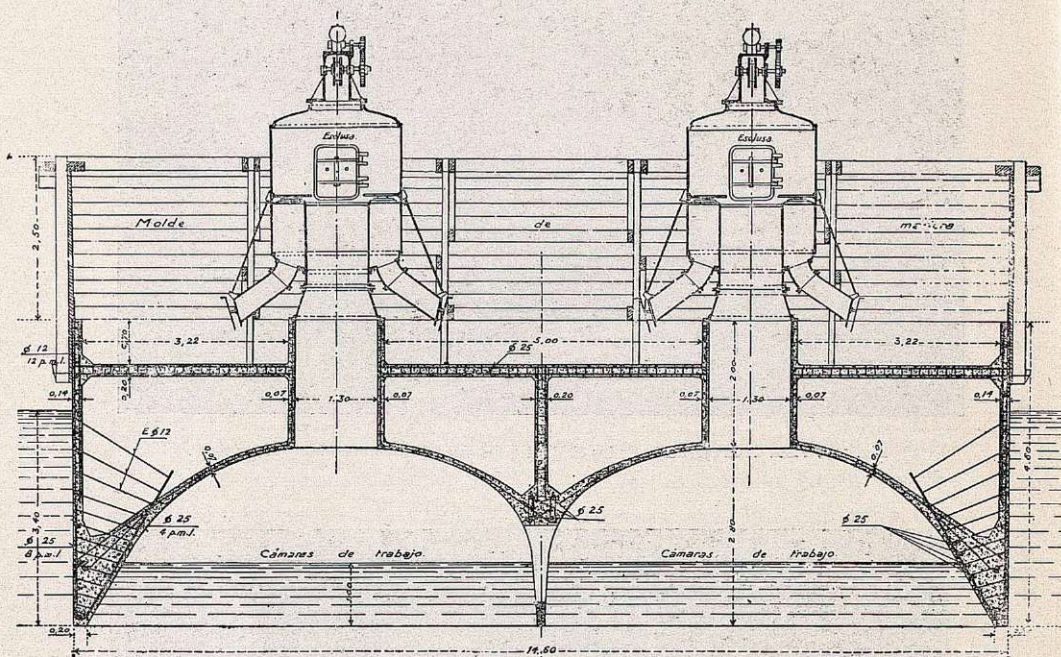


Fig. 161. Cajón del puente de San Telmo (Sevilla). Sección longitudinal.

Para facilitar su construcción en un varadero y su botadura con el mínimo calado, se proyectó el cajón con el menor peso compatible con su indispensable rigidez (figuras 161 y 162).

(1) El proyecto de este puente, redactado por el autor y que fué premiado en un concurso de proyectos, consta de dos arcos de hormigón armado de 45 m. y un tramo central levadizo de 50 m. para un ancho de 15 m. Nuestro proyecto de cajón, del que dimos cuenta en *Le Genie Civil* de 8 de abril de 1922, y fué reproducido en varios libros y revistas, ha sido posteriormente perfeccionado por el ingeniero D. Eduardo Torroja, que dirigió aquellas obras, escribiendo un artículo sobre ellas en la *Revista de Obras Públicas* de 15 de febrero de 1926. El Sr. Torroja ha sido muy inteligentemente secundado en la ejecución de estas obras por el constructor Sr. Távora.



A ese efecto, la cámara de trabajo se cubre con una doble cúpula, de cuyas claves arrancan las chimeneas. Las paredes del cajón se arriostran por un entramado semejante al que los constructores navales llaman *trancanil*.

Aun así, el cajón, con sus dos esclusas montadas y con el molde exterior de madera que prolonga las paredes de hormigón armado,

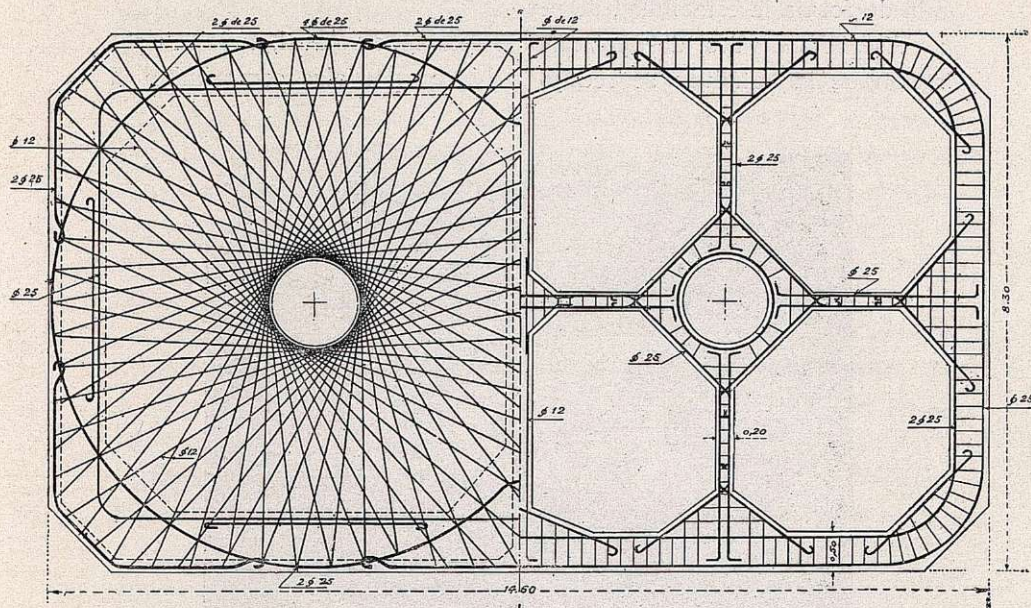


Fig. 162. Planta del cajón del puente de San Telmo.

pesa 300 toneladas y tiene su centro de gravedad a 2,40 m. sobre el borde del cuchillo y coge un calado de 4,30 m.

Pero este calado puede disminuirse a voluntad (y es una de las originalidades de esta disposición) inyectando aire en las cámaras. Claro es que a medida que en ellas baja el nivel del agua, el área de la flotación interna aumenta, la altura metacéntrica disminuye y el centro de carena desciende, y, como efecto de todo esto, llega un momento en que el metacentro queda por debajo del centro de gravedad; sin embargo, aun llegado este momento, el cajón no zozobra, sino que al alcanzar una escora determinada, se escapa el aire de la cámara por debajo del cuchillo más levantado, mucho antes de que pueda embarcar agua por la borda opuesta, y automáticamente el cajón baja de calado y busca una posición estable.

Esta posición, según se deduce del cálculo y se comprobó en la práctica, resulta en nuestro caso escorada, mientras el calado no llega a los 3,20 m.; a partir de aquí, el barco adrizza con una estabilidad de forma tanto más marcada cuanto menor es el volumen de aire que queda en las cámaras, y, por fin, al alcanzar el calado de 3,80 m., el centro de carena monta sobre el de gravedad, sumándose a la de forma la estabilidad de peso.

Asegurada, pues, de antemano la estabilidad naval, toda la operación de la botadura se redujo a hincar por aire comprimido el

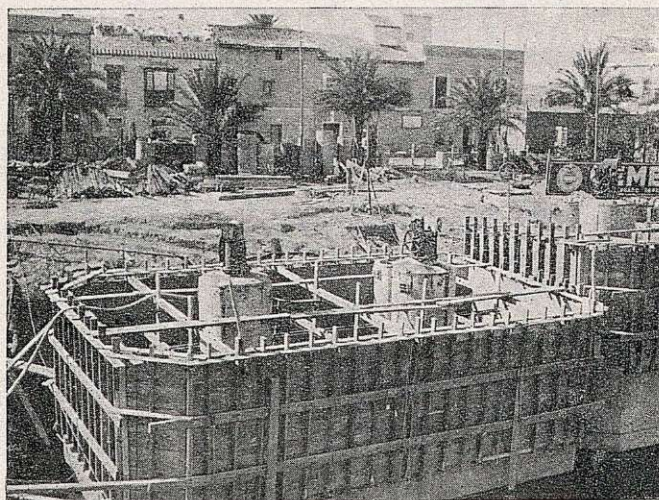


Fig. 163. Lanzamiento de un cajón del puente de San Telmo.

cajón construido en la orilla un metro por debajo de la bajamar, dragar el fondo por el lado del río, para que pudiera salir, e inyectarle aire en una pleamar, con lo que, flotando con el calado de 3,20 m., salió al centro del río, maniobrando como un barco cualquiera (fig. 163).

Para el fondeo se había preparado un castillete de amarre con pilotes de madera, y en la pared del cajón se colocaron unas correderas que al ajustar contra otras del castillete, lo fijaban en la vertical de su posición definitiva; la misma corriente de la marea sujetaba el cajón contra estas correderas, y sólo con dar salida al aire, primero, y entrada al agua, después, mediante tapones preparados

al efecto, el cajón fondeó con toda la suavidad y exactitud que podía desearse.

Conclusión sobre los cajones de hormigón armado.—Demostrada la posibilidad práctica de los cajones de hormigón armado para cimentar a cualquier profundidad en agua, no existe motivo alguno para enterrar en el fondo de los ríos esas enormes masas de hierro que exigen los cajones metálicos.

El hormigón armado de 300 a 350 kg. de portland que debe emplearse para las paredes y techo, adherirá perfectamente al hormigón pobre de 200 kg. del relleno, aunque se incorpore a éste un gran volumen de piedra. Las paredes verticales de hormigón rico forman una sólida armadura, como hemos dicho en el capítulo anterior, al ocuparnos de los cajones con fondo de hormigón armado, y *una coraza de todo el cimiento*.

Este será, pues, más sólido y más duradero, con un gasto menor.

Deberán, pues, emplearse cajones de hormigón armado para todos los cimientos por aire comprimido en apoyos aislados, en puentes y para la construcción de muelles, reservando el empleo de los cajones metálicos para algún caso excepcional en que fuese imposible emplear aquel material.

Creemos, sin embargo, que aun para los cimientos de grandes diques de carena, como los que reseñamos anteriormente, será práctico y ventajoso casi siempre recurrir al hormigón armado, para reducir el enorme peso de hierro que exigen los cajones enteramente metálicos.

Harán falta, claro es, disposiciones nuevas y apropiadas al problema; pero ya veremos en el capítulo siguiente que se presta el hormigón armado a la construcción de cajones de excepcionales dimensiones.

Lanzamiento de los cajones flotables.—En páginas anteriores describimos el original procedimiento que hemos empleado para poner a flote los cajones de hormigón armado del puente de San Telmo.

Pero pueden lanzarse estos cajones mediante otras disposiciones.

El ingeniero constructor Hersent construyó los cajones metálicos de un muelle en Burdeos sobre un carro de lanzamiento (fig. 164)



que podía correr sobre unos fuertes largueros de madera con 20 por 100 de pendiente. El carro se mantenía fijo por unos cabrestantes de vapor sujetos en la orilla.

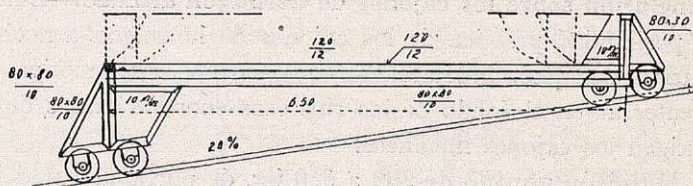


Fig. 164. Carro de lanzamiento.

Una vez montado el cajón metálico y lastrado con hormigón en su cámara de trabajo, se hacía descender el carro por medio de los cabrestantes en la hora de pleamar, para que el cajón pudiera flotar y ser remolcado a su emplazamiento (1).

El mismo constructor modificó este procedimiento para los grandes cajones de 144 X 41 metros, del dique de carena de Missiessy (Tolón), donde no hay mareas. Montó esos cajones en un dique seco provisional, al efecto preparado, que se comunicó después con el mar, dragando un canal por el que pudieron salir flotando los cajones.

También en el dique de El Havre se montó el cajón único, ante-

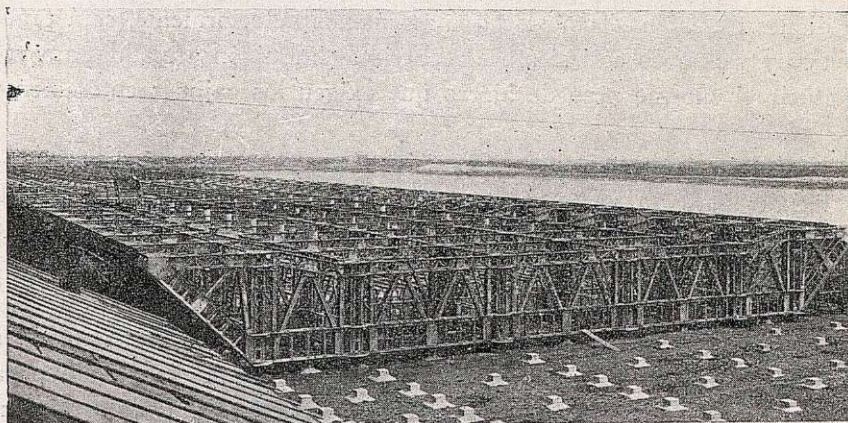


Fig. 165. Construcción del cajón del dique El Havre.

(1) Pueden leerse detalles en los *Annales des Ponts et Chaussées*, 1896, primer semestre: "Les nouveaux quais du port de Bordeaux,,"

riormente descrito (figuras 150 y 165) sobre otro dique seco, cuya solera dragada por debajo de la bajamar, estaba circundada por un malecón-ataguía. En la solera se construyeron unos dados de hormigón armado, cimentados sobre pilotes de igual material, que servían de apoyo a los nudos de la estructura del cajón (1).

Una vez montado éste y cerrado por su extremo con una compuerta desmontable, se excavó una pared del malecón para que el mar entrara en el dique seco y permitiera flotar al cajón, que se remolcó hasta su ubicación definitiva, también previamente dragada (figura 166).

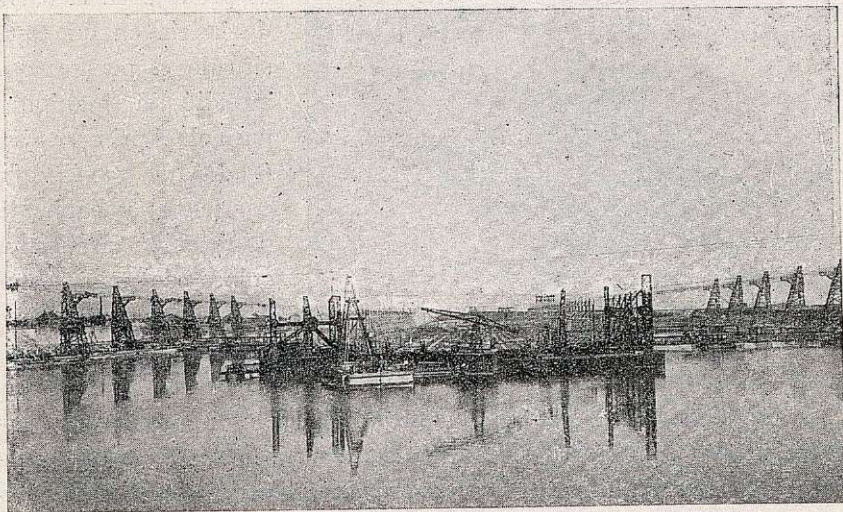


Fig. 166. Transporte del cajón del dique de El Havre.

El autor ha lanzado en San Sebastián dos cajones de hormigón armado de 25×5 m. y 7 m. de altura, preparados para su hincar por aire comprimido para el puente llamado del Kursaal.

Se fabricaron en un varadero con 12 por 100 de pendiente, en la margen izquierda del río Urumea, análogo a los que se emplean para el lanzamiento de los barcos.

Se dispusieron sobre el terreno unos largueros de hormigón armado, cubiertos y reforzados por las almas de unas viguetas lami-

(1) Los detalles de estas operaciones han sido publicadas por M. G. Hersent, en el *Boletín de la Sociedad de Ingenieros civiles de Francia*, octubre a diciembre de 1921, pág. 668.

nadas de doble T, sobre las que deslizan unos picaderos de madera previamente engrasados. Sobre éstos se colocaron los moldes que sirvieron para fabricar el cajón, que se sostuvo con cables y cabrestantes.

Aprovechando las mareas equinocciales de 4,20 metros de carrera, se dejaron deslizar los cajones, que, una vez flotando, fueron remolcados a su sitio (fig. 167).

Por cierto, y no tiene desdoro el autor en referir este accidente,

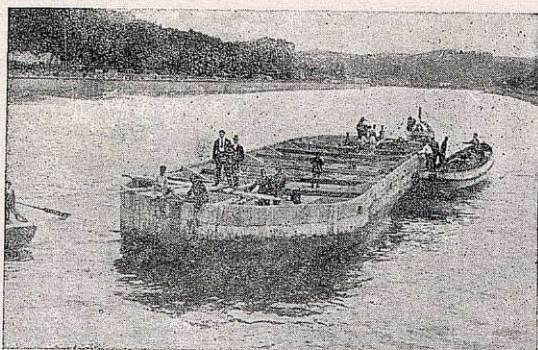


Fig. 167. Transporte de un cajón de H. A. en San Sebastián.

que por efecto de la violenta marejada que se produjo en la barra de la ría en que está situado el puente, que impidió la maniobra normal, el primer cajón fondeó de través a la corriente; y habiendo sobrevenido fortísimos golpes de mar, éstos destruyeron sus paredes, insuficientemente arriostradas para sufrir

los golpes de ariete que las olas produjeron en los huecos triangulares de los cuchillos. Así es que, en vista de los peligros que pudiera ofrecer su hincia por aire comprimido, en un emplazamiento tan combatido por el mar, los ingenieros inspectores de la obra consideraron más prudente desistir de este procedimiento de cimentación, que se substituyó por el de agotamiento y defensa del lecho con escollera, que describimos en el capítulo XII (1).

Colocación de los cajones.—Las disposiciones a adoptar varían según que la ubicación del cajón esté en seco o debajo de un nivel de agua que exceda de dos a tres metros.

En el primer caso, el cajón, cualquiera que sea el material de que

(1) En el capítulo X, al ocuparnos de los cajones de hormigón armado con fondo, detallaremos los procedimientos empleados para el lanzamiento de éstos, análogos a los que acabamos de reseñar.

se componga, madera, hierro u hormigón, debe construirse *in situ* sobre el terreno, previamente excavado hasta el nivel de aguas bajas.

Si la altura de agua es inferior a tres metros, puede convenir, según ya dijimos al ocuparnos de los cajones hincados al aire libre (figura 138, pág. 168), construir un terraplén que sustituya al terreno natural, que permita la construcción o el montaje *in situ* del cajón.

Cuando el nivel de agua no excede mucho de tres metros, y si se trata de tubos o cajones metálicos, pueden montarse éstos sobre una plataforma a poca altura sobre el agua, apoyada sobre un andamio fijo de pilotes y cepos, levantado en el sitio del cimiento (fig. 168).

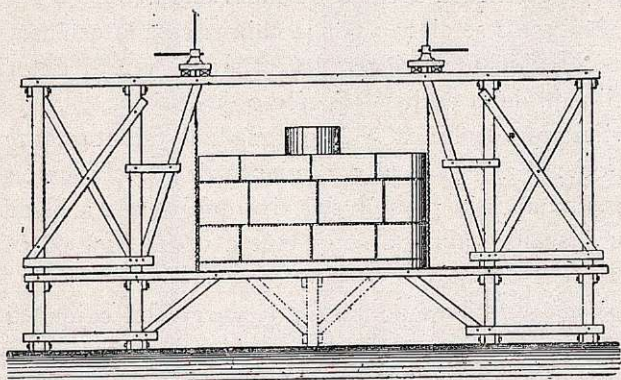


Fig. 168. Colocación de un cajón metálico.

Una vez terminado el montaje, se sostiene el tubo o el cajón con cadenas verticales, se quita el piso de la plataforma y se baja el tubo o cajón en el agua, soltando las cadenas por medio de gatos, hasta que se apoyen los cuchillos en el terreno.

Se procede entonces a lastrar el tubo o cajón, construyendo en seco la fábrica sobre el techo de la cámara de trabajo y montándose la chimenea y esclusa.

Si la altura del agua excede de cinco o seis metros para los cajones de madera o metálicos, o de tres metros para los de hormigón armado, deben construirse los cajones en diques secos o varaderos, y lanzarse al agua en la forma descrita en el epígrafe anterior.

El fondeo, en su ubicación definitiva, es operación sencilla, que se guía por pilotes y cables.

Una vez allí, se recrecen las paredes y se lastra con fábrica a medida que desciende el cajón.

Al describir anteriormente el cajón de hormigón armado del puente de San Telmò, reseñamos la facilidad con que se hacen estas operaciones.

Hinca de los tubos o cajones.—Fondeado el tubo o cajón en el terreno, se excava en seco dentro de la cámara de trabajo, merced a la introducción en ella del aire comprimido que expulsa el agua por debajo del cuchillo.

Se comienza por desmontar por debajo del cuchillo una cuneta de 20 a 30 centímetros, para que el peso del cajón y fábrica lo haga descender, y se enrasa después la excavación.

Los productos se elevan por la chimenea a la esclusa, por el cablestante movido mecánicamente, y se vierten al exterior por el tubo inclinado de la esclusa, al efecto destinado.

Conviene que la hinca se haga gradual y lentamente; pero no siempre ocurre así, pues el rozamiento del tubo o cajón contra el terreno, sumado a la presión del aire que tiende a levantarlo, impiden su descenso, aunque se excave a veces 30 y 40 centímetros por debajo del cuchillo.

Es preciso entonces aumentar la carga del cajón, elevando la fábrica, y si así no se consiguiera la hinca, habría que suprimir la contrapresión hacia arriba del aire comprimido, dejándolo escapar con rapidez de la cámara de trabajo, después de la salida de los operarios, para que el brusco cambio de presión contribuya a vencer la adherencia del terreno; pero esta operación debe realizarse con las debidas precauciones, y sólo en pequeños descensos, para evitar la rotura del cajón.

Cuando los cajones son muy grandes, puede excavarlos mecánicamente.

En el primer gran puente de Kehl, en Colonia, sobre el Rhin, se emplearon para ello (figuras 169 y 170) unas dragas de rosario que se movían dentro de tubos, o, mejor dicho, pozos, que atravesaban toda la altura del cajón, cuyo borde inferior quedaba siempre algo más bajo que el cuchillo de la cámara, y dentro de cuyo pozo el agua quedaba al nivel del río. Los operarios excavaban el terreno y lo empujaban debajo del pozo, donde los cangilones de la draga de rosario los recogían y elevaban.

En el puente de Broocklyn se emplearon también pozos, pero la

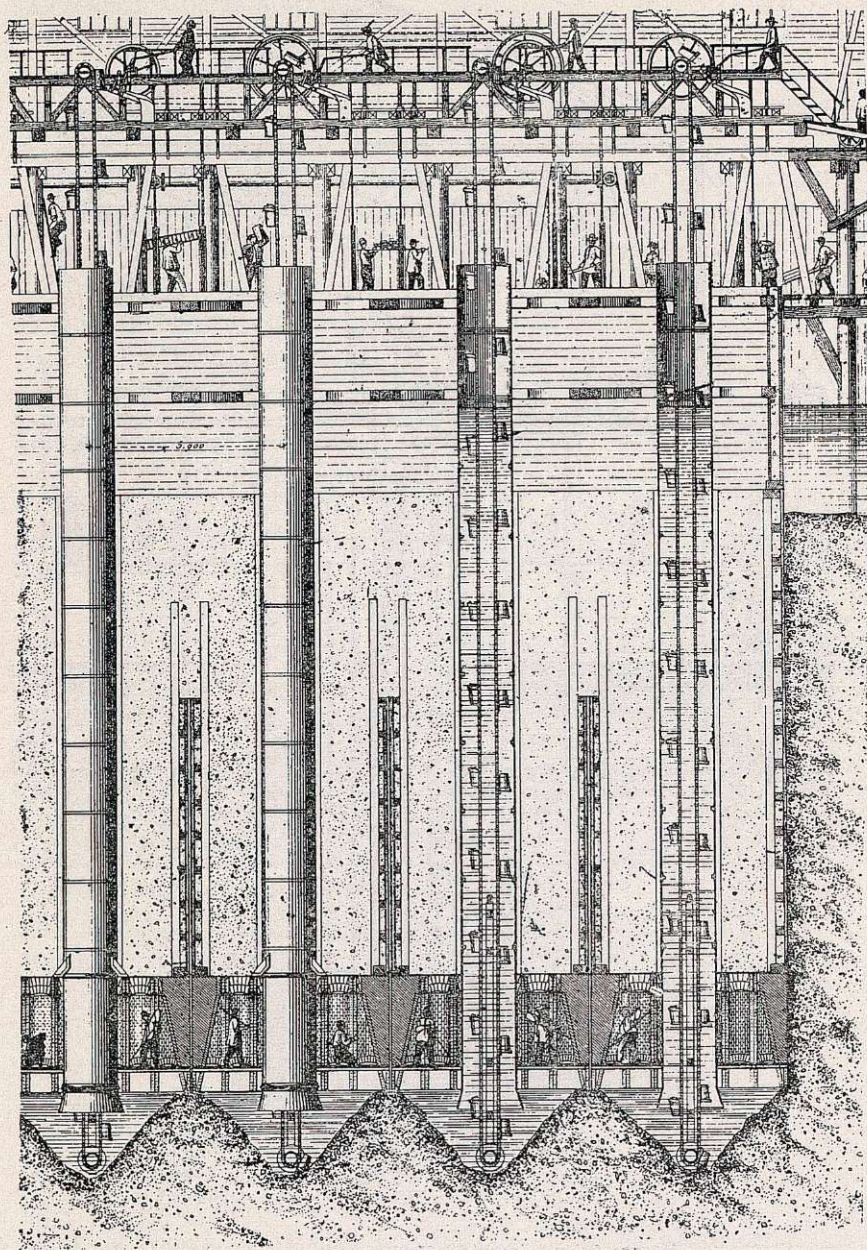


Fig. 169. Cajón del puente de Rehl. (Hinca por dragado.)

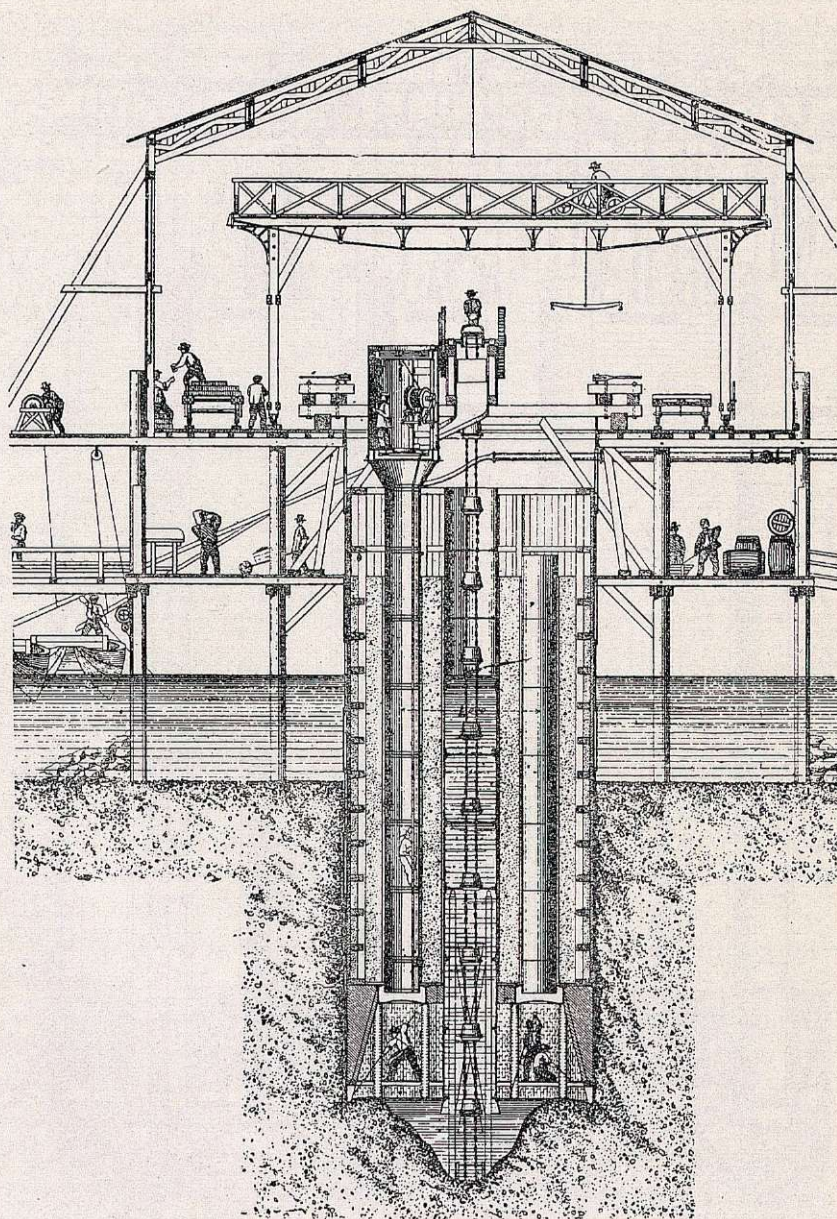


Fig. 170. Cajón del puente de Kehl. (Sección transversal.)



extracción se hizo con dragas Priestmann; en el puente del Forth se recurrió a palas hidráulicas.

En otros casos se han utilizado bombas chupadoras, inyectoros y sifones: este último aparato es necesario cuando, a causa de la impermeabilidad del suelo, el agua expulsada por el aire comprimido no puede ser desalojada de la cámara de trabajo (tubo P P, fig. 143).

Ocorre a veces que la inclinación del terreno firme es muy acentuada y dificulta considerablemente el descenso vertical del cajón, lo que obliga a imaginar procedimientos auxiliares.

Así, por ejemplo, en el famoso puente del Forth, algunos de los cajones encontraron la roca en la forma representada por las figuras 171 y 172.

Decidieron los constructores enrasar provisionalmente el terreno con un macizo de sección triangular con sacos de arena, sobre el que pudiera apoyarse una gran parte del cuchillo del cajón, al mismo tiempo que por el resto de sus bordes quedaba detenido por la roca.

Para mayor seguridad se intercalaron entre los sacos de arena dos pilas de sacos de cemento y cuatro fuertes vigas de madera, sobre las que se apoyaba directamente el cuchillo.

A medida que los obreros, dentro de la cámara de trabajo, rebajaban la roca por medio de barrenos, y que por allí podía descender el cajón, otros operarios iban rebajando las

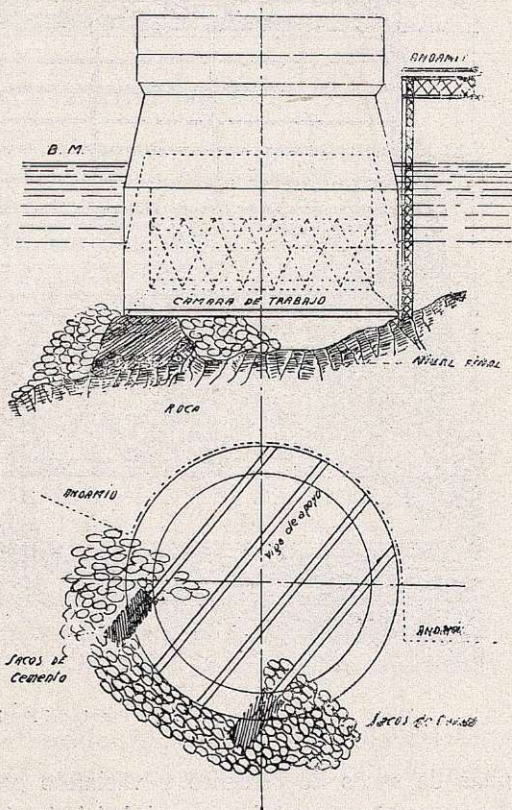


Fig. 171. Puente del Forth.

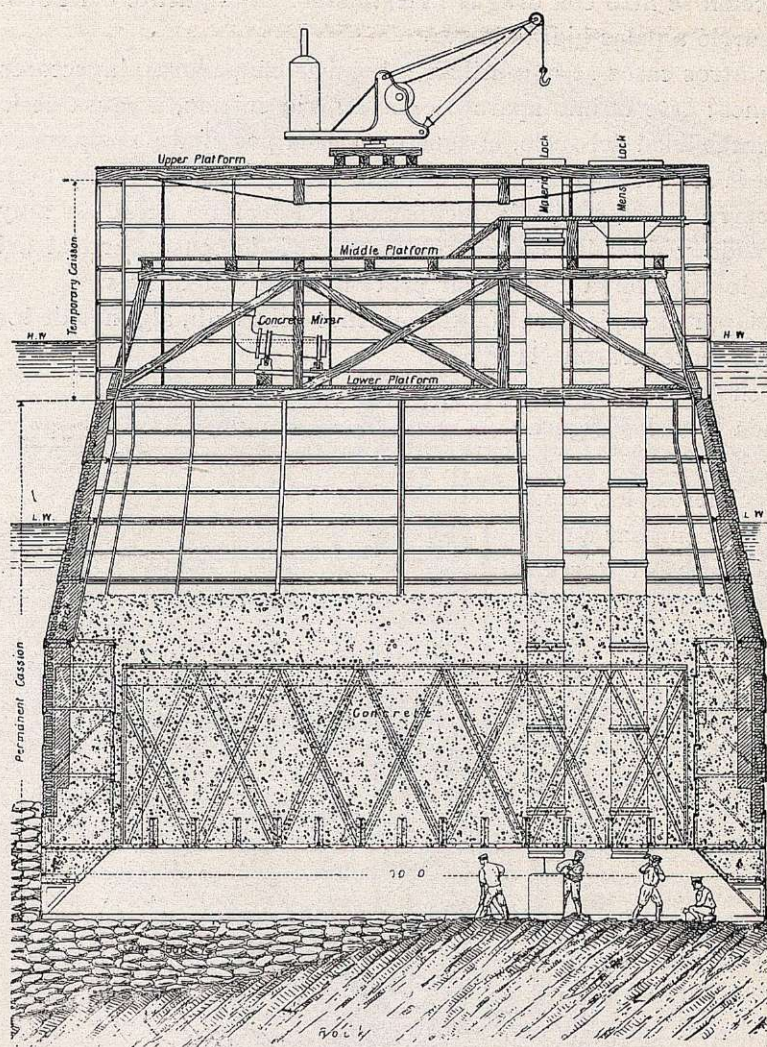


Fig. 172. Puente del Forth.

pilas de sacos de cemento y vaciando paulatinamente los sacos de arena que las envolvían, y así fué bajando horizontalmente el cajón hasta el nivel definitivo (1).

(1) En el número de 28 de febrero de 1890, la revista *Engineering* ha publicado extensamente los detalles constructivos de esta grandiosa obra.

Construcción del macizo del cimientto.—Cuando los cajones son metálicos, con objeto de no perder las chapas de palastro de las alzas y los tubos de la chimenea, se distancian las fábricas, que se construyen a unos 10 centímetros de los palastros, operación que debe practicarse con buzos, como se hizo en el puente de Kehl, antes citado (fig. 173).

Esto obliga a construir un paramento liso, cuyo aumento de gasto en mano de obra no compensa siempre la utilización sucesiva de alzas y tubos.

En los cajones de fábrica u hormigón en que no hay alzas, se levantan las fábricas con sus paramentos definitivos, empleando la mampostería cuando ésta resulta bastante más barata que el hormigón ciclópeo, que es la fábrica que generalmente preferimos, porque la reducción de su mano de obra y la mayor rapidez de ejecución compensan el aumento de cemento (1).

Los morteros de la mampostería deben ser de 200 kg. de cemento por metro cúbico de arena; los hormigones, de 150 kg. de portland por 800 y 400 litros de piedra y arena, respectivamente. Las paredes deben todas enlucirse con delgadas capas de mortero de 400 kilogramos de cemento portland por metro cúbico de arena.

Hemos empleado siempre cementos portland por parecernos más seguros, y en España, al menos, resultan tan económicos como cualquier otro aglomerante, que exige mayor dosificación para conseguir igual resistencia.

En macizos de hormigón pueden sustituirse los moldes exteriores e interiores con tabiques de ladrillo de media asta o de pandere, que se dejan incorporados a la masa.

Cuando los macizos se construyen de hormigón, se dejan en ellos los huecos correspondientes a las chimeneas, y no empleamos más que un tubo de palastro de 1 m. de longitud unido directamente a la esclusa.

Sujetamos este pequeño trozo de chimenea al hormigón del cajón por medio de unos 12 a 15 ganchos de redondos de 18 a 20 mm.

(1) Recordamos a este propósito que los hormigones ciclópeos son tan resistentes como los ordinarios y menos permeables, por lo que, cuando la índole de la obra lo permita, como en estos macizos, resulta estéril el aumento de gasto de cemento que ocasiona el hormigón ordinario.

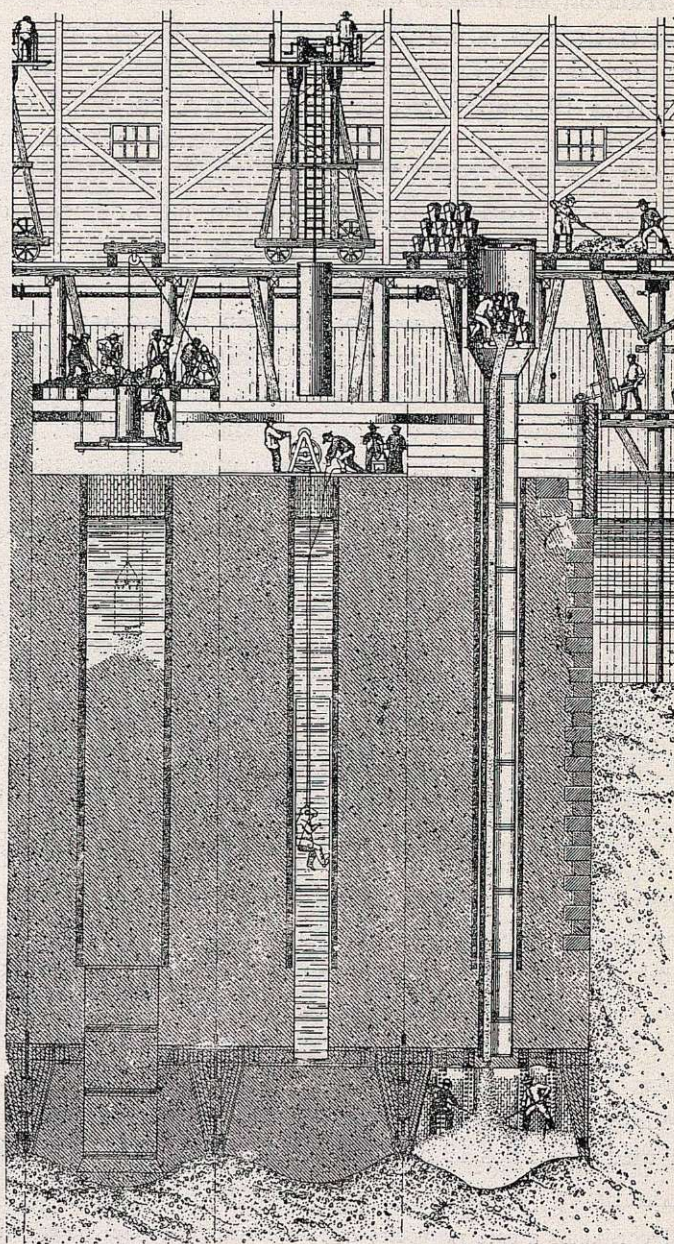


Fig. 173. Cajón del puente de Kehl. (Relleno y desmontado de chimenea.)

inclinados a unos 45° dentro del hormigón y atados a la brida inferior de la chimenea por otros tantos tornillos. Cuando se levanta la esclusa se saca también el tubo de 1 m. De esta manera evitamos las chimeneas largas de palastro.

División de los cajones en pisos.—Si la altura total del cimiento excede de 8 m., conviene subdividir la construcción del cajón en varias etapas y pisos.

Claro es que entonces hay que levantar y separar la esclusa para elevar cada piso de cajón. En el puente de Amposta ya vimos que para 29,50 m. de altura construimos el cajón en cuatro pisos, lo que no ofreció inconveniente.

Pero en estos casos *es indispensable* asegurarse de la perfecta unión de unos pisos con otros, no sólo dejando muy irregular y con piedras salientes la superficie superior de cada piso, sino enganchando las barras verticales de las armaduras de cada piso.

Por no adoptar estas precauciones han ocurrido despegamientos de unos pisos con otros, con accidentes graves algunas veces y siempre difíciles y costosos de reparar.

Ejecución del relleno.—Una vez alcanzado con el cajón el terreno que se desea, se procede al relleno de la cámara de trabajo y de la chimenea, operación que se hace también con aire comprimido (fig. 173).

Generalmente se ejecuta con hormigón pobre, en el que se intercalan bloques y mampuestos para reducir su coste y activar al mismo tiempo su ejecución.

Se debe llevar el relleno por capas curvas de 20 a 40 cm., en una forma parecida a la figura 174, con objeto de evitar el apisonado horizontal debajo del techo de la cámara, que se efectúa deficientemente.

El hormigón y bloques para este relleno se arrojan a la cámara de trabajo por la hormigonera que describimos en el capítulo VII, página 135.

Algunos constructores disponen para ese trabajo unos tubos *H*,

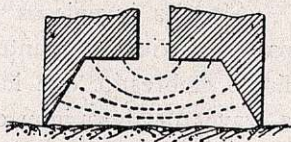


Fig 174.

empalmados en la primera virola de la chimenea (fig. 175), con sus correspondientes compuertas, inclinadas en sentido contrario de los tubos *T*, destinados a la expulsión de las tierras excavadas.

Otros prefieren doblar el número de esclusas y chimeneas, destinando una de ellas a los operarios y otra a las tierras y relleno.

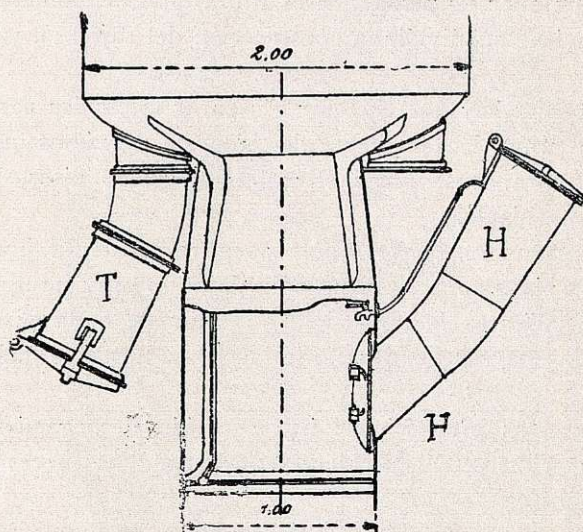


Fig. 175. Hormigonera lateral.

Pero cuando las dimensiones del cajón no exceden sensiblemente de 100 metros cúbicos, basta con una esclusa para todo.

Una vez rellena la cámara de trabajo, se continúa vertiendo el hormigón dentro de la chimenea,

operación que ya no exige el aire comprimido sino en su parte inferior, pero aun en el caso en que el agua penetrara en la chimenea, podría continuarse ese relleno con hormigón sumergido, como se hizo en Kehl (fig. 173).

Algunos ingenieros preconizan el cierre de la chimenea en su parte inferior, mediante unas tapas de madera con juntas de cáñamo embreado, que impiden el ascenso del agua por la chimenea a través del hormigón de la cámara de trabajo.

No consideramos necesario ese cierre, que nunca hemos aplicado; nos ha bastado siempre apisonar el hormigón en la cámara para obtener su impermeabilidad y proseguir en seco y sin aire comprimido el relleno de la chimenea.

Análogamente a lo que dijimos en el anterior capítulo respecto al relleno de los tubos o cajones hincados por el *sistema indio*, puede ocurrir que en los cajones por aire comprimido tampoco sea indis-

pensable completar el relleno con hormigón de la cámara de trabajo y chimeneas.

Habrán casos en que pueda sustituirse este hormigón por arenas o gravas.

Hasta puede ocurrir (en terrenos fangosos, por ejemplo) que convenga reducir el peso de los cajones, para disminuir así la presión sobre el terreno.

Entonces, no sólo puede dejarse sin rellenar las últimas capas superiores de la cámara de trabajo y chimenea, sino que también podrá convenir dejar huecos en las fábricas elevadas sobre el techo de la cámara.

No hay, pues, reglas precisas; en cada cimiento debe razonarse y proceder con buen sentido, con arreglo a las circunstancias, a los datos de cada problema y al resultado que se persigue.

Empalmes de cajones adosados.—No es siempre posible ejecutar todo el cimiento en un solo cajón.

Así ocurre con los largos muros de muelle o de presa, con las grandes esclusas o diques de carena.

Hay que cimentar estas obras con bloques aislados, que deben empalmarse para realizar la continuidad de la construcción.

Las distancias entre los cajones deben ser suficientes para que no se estorben unos a otros durante la hinca; y para que puedan efectuarse entre las juntas las operaciones necesarias para su empalme; no deben ser inferiores a 0,20 m. y pueden alcanzar a veces 3 metros.

Cuando se trata de cajones para muros de muelle, basta generalmente con que su empalme impida el corrimiento por la junta del terraplén de relleno.

Se hincan entonces a distancias de 20 a 40 cm. unos de otros.

Será suficiente establecer por la parte interior de la junta una pantalla de tablestacas metálicas o de hormigón armado.

Se puede también dragar la junta cerrada por dos pantallas con una cuchara y rellenarla con sacos de hormigón; así lo hicimos en los cajones del antedique núm. 3 de la Carraca, hincados en el fango.

Pero si, como ocurre en presas, esclusas o diques de carena, deben sus cimientos ofrecer una impermeabilidad continua, es preciso que *las juntas sean estancas en toda la altura de los bloques.*



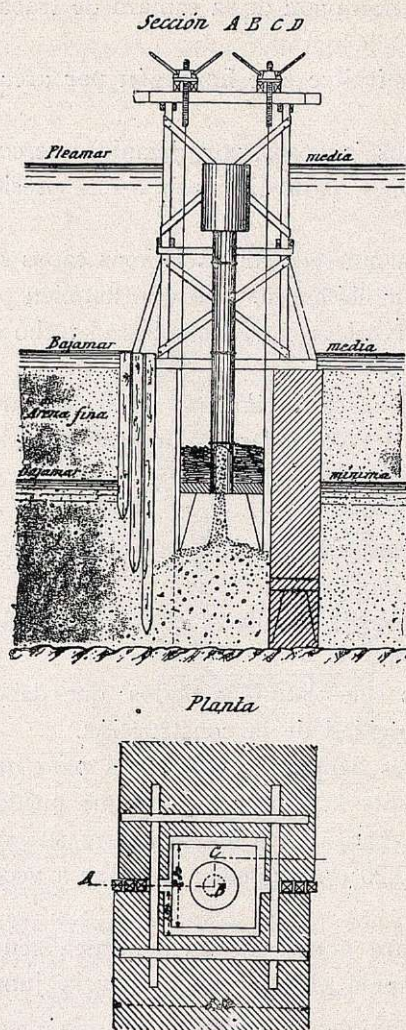


Fig. 176.

Los procedimientos imaginados por los ingenieros y constructores son muy variables; citaremos algunos ejemplos.

En la *esclusa de Saint-Servan* (1), para facilitar el empalme de los cajones aislados, tenían éstos en sus paramentos inmediatos un rebajo rectangular y vertical, que constituía un pozo, dentro del que penetraba un cajón móvil colgado de unos gatos (fig. 176).

Este cajón permite excavar primero el terreno y después rellenar el pozo con hormigón, contenido en las juntas con pilotes de madera.

Conviene observar que con este procedimiento es preciso regularizar la presión dentro de la cámara de trabajo, a fin de evitar fugas de aire por debajo del cuchillo, que establezcan corrientes de agua a lo largo de las paredes de los bloques que deslaven el hormigón fluido.

En el *dique de La Pallice* (2) los bloques habían quedado a distancia de 2 a 3 m.

Las paredes verticales de la junta de dos bloques se taparon con ataguías metálicas.

Para cerrar totalmente el hueco, transformándolo en un verda-

(1) Nota sobre la unión de los cajones por aire comprimido, por el ingeniero jefe M. Mengin (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1883, primer semestre).

(2) *Notice de MM. Thurninger et Coustolles* (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1889, segundo trimestre, pág. 475).

dero cajón, se cubrió con una bóveda de fábrica sobre los dos bloques, y dentro de esta cámara, a la que se añadía una esclusa, se inyectaba aire comprimido.

Se rebajaba así el nivel del agua, lo que permitía añadir nuevos tensores horizontales entre las ataguías metálicas, obturándose al mismo tiempo las juntas.

Así se alcanzaba el suelo, que se limpiaba, rellenándose entonces el hueco con fábrica bien adherida a las paredes de los bloques.

Para el paso del Sena por el Metropolitano de París (puente, Mirabeau) (1), el procedimiento adoptado para empalmar los grandes cajones con que la línea de Auteuil a la Opera atravesaba el Sena, ha sido el más sencillo y económico de todos los empleados en las demás travesías del río por las líneas del Metropolitano.

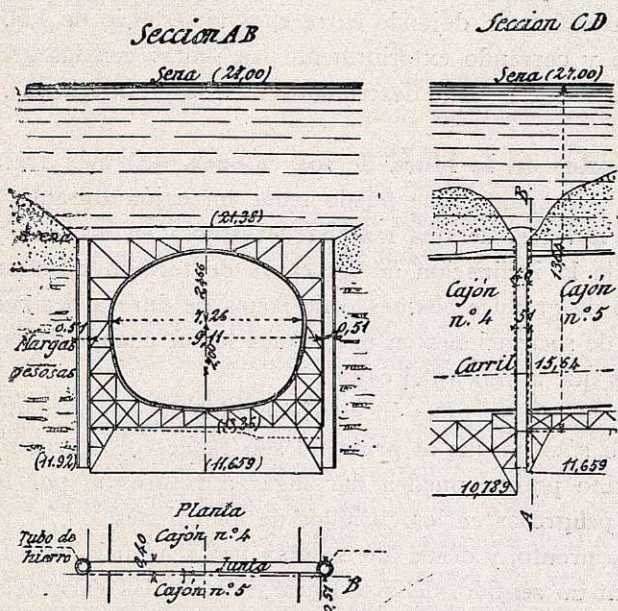


Fig. 177. Cajón del Metropolitano de París.

Se hincaron por aire comprimido cinco cajones con longitudes de 35 a 44 m. y 13,36 m. de anchura (fig. 177).

Estaban constituidos por un entramado metálico rigidamente

(1) *Genie Civil* del 11 de marzo de 1911.

triangulado, cerrado exteriormente con palastro e interiormente con un cilindro ovoide de dovelas de fundición. El espacio comprendido entre estas paredes se rellenaba con hormigón.

Estos cajones sólo debían quedar a unos 0,40 m. de distancia.

Se hincaban aguas arriba y aguas abajo de las juntas unos tubos de hierro de 0,51 m. de diámetro, rellenos de hormigón.

Se dragaba entonces todo el terreno comprendido entre los dos cajones, y se rellenaba con buen hormigón sumergido el hueco comprendido entre los extremos de los cajones.

Una vez este hormigón bien endurecido, desde el interior de los cajones se abría en ese hormigón, así como en los tabiques extremos, el hueco correspondiente al gálibo del túnel.

Cuando los cajones, como es general, se elevan hasta por encima de las aguas bajas, puede hoy día facilitarse el relleno de todas estas juntas entre bloques, dejando entre ellos un espacio de 1,50 m. para el trabajo y cerrando exteriormente las juntas con las ataguías de tablestacas metálicas que describimos en el capítulo VI (1).

Accidentes en la hinca de los cajones.—El más frecuente de todos es el desplome que puede tener un cajón durante la hinca. Depende, a veces, de una marcha defectuosa en los trabajos, pero también de la inclinación de las capas de terreno atravesadas, del encuentro de grandes bloques o de zonas de dureza desigual, y, sobre todo, de socavaciones en uno de sus lados, cuando éstas son más profundas que la hinca del cajón.

Deben atenuarse estas inclinaciones del cajón en cuanto se observan, no sólo porque al principio son fáciles de corregir sus desplomes, sino porque pueden dar lugar a roturas o, por lo menos, a grietas peligrosas en los cuchillos de los cajones.

Por de pronto, y desde que se nota una tendencia del cajón a inclinarse en un sentido, debe procurarse llevar las excavaciones más avanzadas del lado opuesto a fin de facilitar un giro contrario.

Si no es muy grande la profundidad alcanzada, se consigue generalmente enderezar el cajón con esta sola precaución; pero si el

(1) En el capítulo X describiremos el procedimiento que hemos imaginado para el empalme de los grandes cajones con fondo de H. A., que proyectamos para el dique de carena de Cádiz, que podría aplicarse a los cajones análogos, hincados por aire comprimido.



cajón está ya muy empotrado en el terreno, o la inclinación es grande, no suele ser suficiente y es preciso recurrir a otros procedimientos.

Para ello (fig. 178) hay que dificultar la hinka en la zona más baja *A*, y se consigue acodalando el techo en su zona más baja con pun-

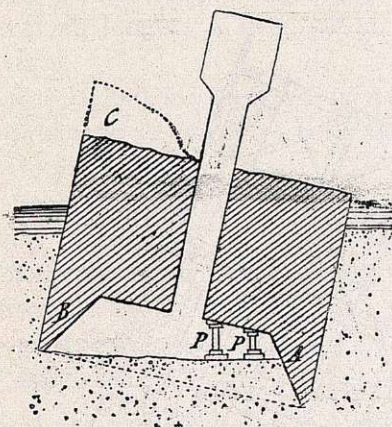


Fig. 178.

tales acuñados que se apoyan en amplios tableros de repartición sobre el terreno, al mismo tiempo que se recarga el macizo, levantando en *C* con fábrica suplementaria o cargándolo con piedra o lingote.

Se fuerza entonces la presión del aire comprimido, provocando así escapes de aire, que tienden a subir a lo largo de la pared *B*, y cuya *ebullición*, digámoslo así, que se produce por el movimiento del aire, arrastrando una mezcla de agua

y de las tierras inmediatas al cajón, destruye en parte el rozamiento que sostiene el cajón de ese lado y facilita el giro que se persigue.

Hemos tenido ocasión de comprobar la eficacia de estos procedimientos en el cajón del puente de Amposta, que, hincado a 25 m. de profundidad, llevó a desviarse horizontalmente 0,90 m. en su parte superior, a pesar de lo que, aprovechando los 5 últimos metros de hinka del cajón, fué poco a poco llevado a su posición vertical.

En los cajones del puente de San Telmo (Sevilla), apenas fondearon en el suelo, sufrieron también inclinaciones de 2 a 3 m. hacia las socavaciones producidas en sus extremos por violentas avenidas. Pudimos enderezarlos totalmente excavando con precaución y lentitud.

En el puente del Forth, uno de los cajones metálicos, al apoyarse en un bajo fondo arenoso de aquella bahía, llegó a tomar la inclinación representada por la figura 179, habiéndose, además, corrido 5,60 m. en sentido horizontal.

El agua invadió el cajón y hubo primeramente que elevar sus

paredes con un robusto recinto de madera, fuertemente arriostrado, constituyendo un andamio interior en el que se dispusieron, sucesivamente, las tres bombas centrífugas necesarias para el agotamiento.

Hubo, además, que lastrar con grandes pesos la parte levantada

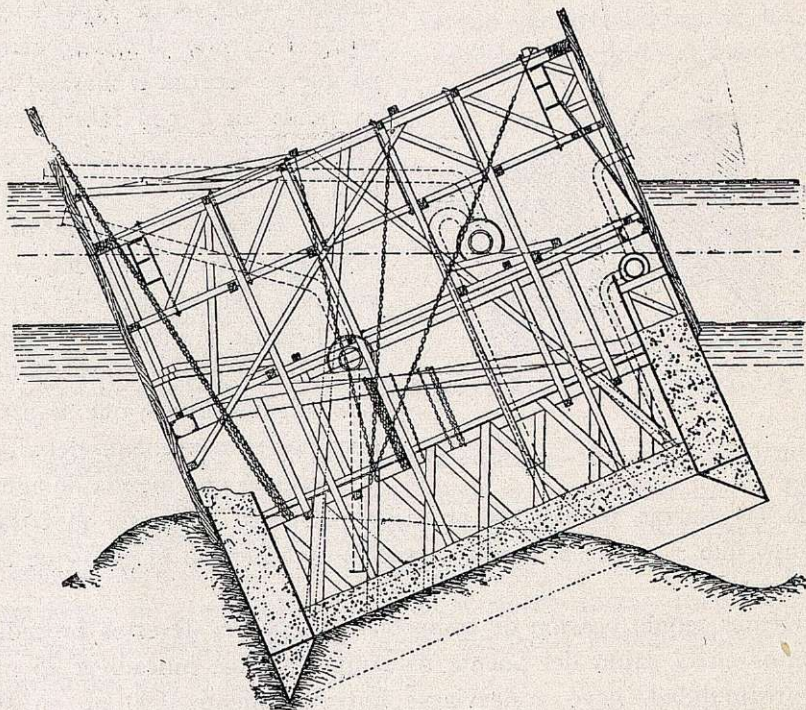


Fig. 179. Puente del Forui.

del cajón; pero todas estas difíciles y largas tareas exigieron veinte meses de trabajo para conseguir enderezar o correr el cajón a su sitio (1).

Durante la hinca, y por los movimientos más o menos bruscos que sufre, ocurre también que el bloque, que a veces está sometido a grandes esfuerzos transversales, por el empuje desigual del terreno o por acodalamiento contra otros bloques inmediatos anteriormente hincados, puede agrietarse y hasta romperse por el plano de em-

(1) *Engineering*, de 28 de febrero de 1890.

palme de dos de los pisos del macizo, si no se ha cuidado la soldadura del empalme, o por no haber solidarizado los diferentes pisos con las barras verticales en toda la altura del cajón, cuyo empleo preconizamos anteriormente.

Sufrimos un accidente de esta índole en 1910, en uno de los seis cajones de hormigón muy ligeramente armado, que tuvimos que hincar en fango y a 18 m. de profundidad, en el antedique de La Carraca.

Por la flojedad de aquel terreno fangoso, nos pareció innecesario prolongar la armadura vertical del cajón en toda la altura de sus cuatro pisos.

Para evitar su inclinación durante la hinca, escalonamos ésta en varios cajones que se hacían descender a la vez. Pero como sólo estaban distanciados de 0,30 m., uno de ellos, que sufrió una inclinación sensible, quedó acodalado entre los dos inmediatos, y la reacción horizontal de éstos empujó tan fuertemente a uno de los pisos, que lo despegó del inferior, escapándose repentinamente por la grieta abierta el aire comprimido de la cámara de trabajo. Gracias a que el terreno era tan impermeable que dió tiempo a que los obreros pudieran salir rápidamente por la chimenea, pues la cámara de trabajo se rellenó en poco tiempo con el fango pastoso del fondo.

Por inclinación de los cajones y empujes desiguales del terreno ocurrieron accidentes análogos a otro constructor en la hinca de los cajones del muelle de Alfonso XII (Sevilla), debidos también a la insuficiencia de las armaduras verticales del hormigón.

Estas roturas son difíciles y costosas de reparar, porque hay que luchar contra las fugas del aire por la grieta, lo que obliga muchas veces a recurrir a buzos y a otros recursos caros y no siempre eficaces. Por lo mismo, deben evitarse con las precauciones debidas en la construcción y sobre todo en el empalme de los cajones.

Precauciones para el trabajo por aire comprimido.—Los obreros trabajan siempre en malas condiciones dentro de los cajones de aire comprimido, a causa de la gran humedad y del aire viciado; pero no suelen ser éstas las causas más frecuentes de los accidentes



personales, sino las que se derivan de la presión del aire, y es preciso adoptar precauciones que tiendan a impedir los accidentes y a corregir sus efectos cuando se han producido.

Rara vez ocurren accidentes de obreros durante el período de trabajo; casi todos ellos tienen lugar en los momentos de la compresión, y, principalmente, en la descompresión, es decir, en el tiempo que permanecen en la esclusa, o bien algún tiempo después de salir de ella.

Suelen ser estos accidentes: vómitos, síncope, pérdida de la sensibilidad, o, los más graves, de apoplejía pulmonar, por cese de la respiración, o muerte por síncope.

Se ha legislado ya sobre estas cuestiones en otros países, y aunque nada se ha hecho oficialmente en España, que nosotros sepamos, creemos conveniente resumir aquí el decreto francés de 15 de diciembre de 1908, prescribiendo las medidas particulares de salubridad para los trabajos en aire comprimido:

No deberá permitirse el trabajo a los obreros ebrios.

Los trabajos de compresión y descompresión deben ser dirigidos por un agente especial.

En la compresión, el tiempo empleado debe ser cuatro minutos, por lo menos, para aumentar la presión de un kilogramo por centímetro cuadrado hasta 2 kilogramos de presión total efectiva, y de cinco minutos, por lo menos, por cada kilogramo de presión más allá de 2 kilogramos por centímetro cuadrado. En la descomposición, el tiempo empleado no debe ser inferior al que a continuación se indica:

Veinte minutos por kilogramo de presión más allá de 3 kilogramos efectivos por centímetro cuadrado.

Quince minutos entre 3 y 2 kilogramos.

Diez minutos a menos de 2 kilogramos hasta llegar a la presión cero. Si la presión no pasa de un kilogramo efectivo por centímetro cuadrado, puede reducirse el tiempo de descompresión a cinco minutos.

Cada esclusa deberá llevar su manómetro. La altura de la cámara de trabajo no debe ser inferior a 1,80 m.

La cantidad de aire enviado a la cámara de trabajo debe ser de 40 metros cúbicos, por lo menos, por hora y por obrero, no debiendo pasar la proporción de ácido carbónico del 1×1.000 .

El cubo de aire en la esclusa debe ser, por lo menos, de 0,600 metros cúbicos por persona.

Para presiones inferiores a dos kilogramos por centímetro cuadrado, no debe pasarse de las ocho horas de trabajo diarias.

Siete horas, si la presión oscila entre 2 y 2,5 kg.

Seis horas, si la presión oscila entre 2,5 y 3 kg.

Cinco horas, cuando esté comprendida entre 3 y 3,5 kg., y

Cuatro horas para presiones de 3,5 a 4 kg.

Los Estados Unidos y los Países Bajos han dictado disposiciones parecidas y se han tratado ampliamente estas cuestiones, dándose a conocer interesantes informes de doctores especializados en esta materia.

En resumen: las precauciones deben ser proporcionales a la presión de trabajo, y deben extremarse cuando ésta exceda de 15 metros.

Los ingenieros y los médicos encargados de este servicio deben asegurarse de que se adoptan las precauciones necesarias.

Pero, sobre todo, es indispensable que los encargados y capataces de estos trabajos tengan la debida experiencia, sin la que son fáciles los accidentes graves, con cierta responsabilidad para los ingenieros directores de las obras.



CAPÍTULO X

CIMENTACIONES DIRECTAS SUMERGIDAS

- § I. **Definición.**—Sobre escollera.—Sobre bloques artificiales.—Sobre bloques celulares (Bilbao, Valencia).
- § II. **Cimientos con hormigón sumergido.**—Con cajones sin fondo.—En recintos de pilotes y tablestacas.—En zampeados, soleras y diques.—Peligros del hormigón sumergido.—Su ejecución.—Cimientos con sacos de hormigón.
- § III. **Cimientos directos de cajones con fondo.**—Cajones metálicos (Bilbao, Valencia).—Cajones de hormigón (Barcelona).
- § IV. **Cimientos con cajones de hormigón armado.**—En muelles (Huelva, Santa Cruz de Tenerife).—En diques rompeolas (Musel-Gijón).—En diques de carena (Cádiz).—En profundidades excepcionales (Puente de Lisboa).—Lanzamiento de cajones.

§ I.—**Definición.**—Sobre escollera.—Sobre bloques artificiales.

Definición.—En terrenos constantemente sumergidos no es siempre posible establecer ataguías o cajones que permitan los agotamientos para cimentar en seco.

Puede convenir entonces *levantar artificialmente la superficie del terreno*, vertiendo o sentando sobre su fondo escolleras, bloques de hormigón o cajones con fondo, hasta que este cimiento sumergido aflore sobre el nivel mínimo del agua, en una extensión suficiente para que sobre él se levante la construcción.

A estos tipos de cimentaciones las clasificamos como "Cimentaciones directas sumergidas", y aunque hoy se aplican casi exclusivamen-



te en *puertos*, creemos conveniente describirlas aquí, por ser a veces utilizables en *puentes*.

Cimentaciones sobre escollera.—Ya los romanos, desprovistos de otros medios auxiliares de cimentación, habían recurrido a este tosco procedimiento, que les permitió elevar algunos puentes en ríos caudalosos.

Pero ya expusimos en el capítulo III cuán precario resulta en los puentes este sistema de cimientos, expuesto a ser arrastrado por las grandes avenidas, tanto más, que la gran sección que invaden estrecha el cauce y provoca su socavación.

Así es que sólo se emplean hoy los cimientos de escollera para los diques y muelles de los puertos, y de preferencia en mares como el Mediterráneo, de escasa violencia y de pequeña carrera de marea.

Es frecuente que estos muros tengan grandes longitudes y se prolonguen para alturas considerables de agua.

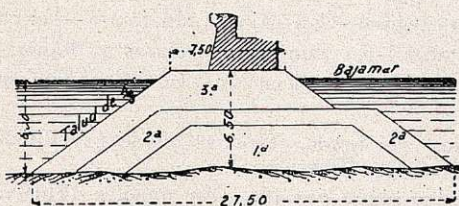


Fig. 180.

Los volúmenes de escollera necesarios resultan entonces enormes, según puede apreciarse en la figura 180, que para una altura de agua de seis metros exige un volumen de escollera

de 117 metros cúbicos por metro lineal; nada digamos cuando los calados se aproximan a 10 y 12 metros, como ocurre en muchos puertos.

Hay que explotar entonces en gran escala las canteras que han de producir la escollera.

Pero esta explotación produce piedras de tamaños muy diferentes; es preciso clasificarlas, reservando las más menudas para el centro de los macizos, y las más gruesas y pesadas, para los taludes exteriores, donde el mar bate con fuerza.

Son muy variables las anchuras y clasificaciones de escolleras adoptadas para estos diques; dependen de las alturas de agua, de la violencia de los temporales, de los tamaños y densidades de los bloques obtenidos en las canteras.

En la figura anterior se pone un ejemplo de la distribución de



estas clases o categorías de escolleras, que se estudian con detalle en el Curso de Puertos, por lo que nada añadimos a estas consideraciones generales.

Cimentaciones sobre bloques artificiales.—Si en las inmediaciones de la obra no hay buena piedra para escollera, o aunque la haya, el tamaño de las que en la cantera puedan obtenerse no es suficiente para resistir los golpes de mar, como ocurre en la mayor parte de los puertos del mar Cantábrico, hay que sustituir la escollera de estos cimientos por bloques artificiales de hormigón o mampostería, que como las escolleras, se arrojan a granel en el mar, hasta que afloren en bajamar, o más frecuentemente, se conciertan por hiladas, por medio de grandes grúas.

El peso de estos bloques, que son, generalmente, macizos y rectangulares, varía entre 10 y 80 toneladas, y las combinaciones a que se prestan, así como la instalación de los talleres en que se fabrican y los medios de transporte y asiento de los bloques, se estudian también con detalle en el Curso de Puertos.

Nos limitaremos aquí a indicar algunas de las disposiciones que pueden darse a este tipo de cimientos con bloques concertados, sobre los que se elevan los muros propiamente dichos.

Figura 181: Tipo de dique con cimiento de bloques concertados desde el terreno.

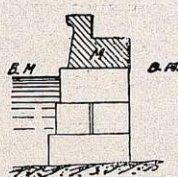


Fig. 181.

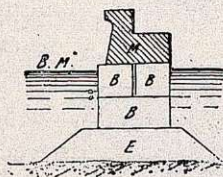


Fig. 182.

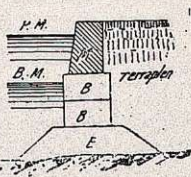


Fig. 183.

Figuras 182 y 183: Tipos de dique y de muelle con cimientos mixtos de escollera y de bloques. La base o infraestructura de escollera, que suele ser más económica que los bloques, se eleva hasta el nivel en que el oleaje y resacas no produzcan movimientos en las piedras sueltas que lo constituyen.

Cimientos de bloques celulares (Bilbao, Valencia).—La violencia de los temporales obliga a veces a aumentar el peso de los blo-



El inspector D. Manuel Maese los propuso también para el último tramo del dique Norte del puerto de Valencia y para el más avanzado del dique del Este que acaban de terminarse y que se han ejecutado con el perfil de la figura 185.

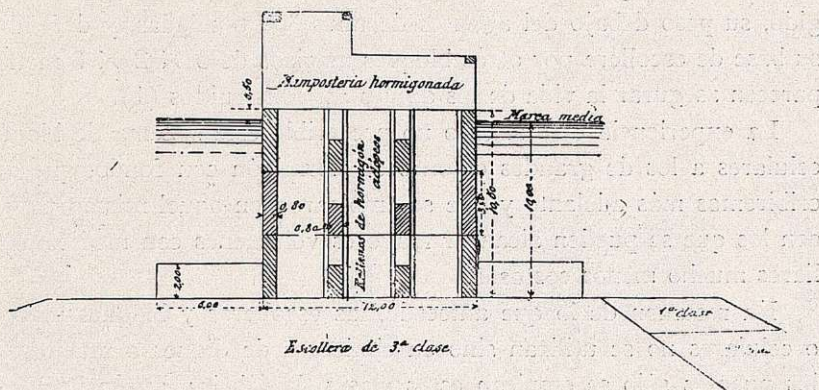


Fig. 185. Diques de Valencia.

Como siempre, en el Mediterráneo, la base o infraestructura se ejecuta con escollera. Sobre ella se colocan bloques de hormigón, huecos y sin fondo, de $12 \times 6 \times 3,50$ metros, con paredes verticales y tabiques de 0,80 metros de grueso, que se colocan unos sobre otros en varias filas, constituyendo pozos verticales, que, una vez colocados, se rellenan con hormigón sumergido.

Se fabrican los bloques en tierra (fig. 186), cubican 110 metros y pesan en seco 260 toneladas. Requieren, pues, para su manejo, trans-

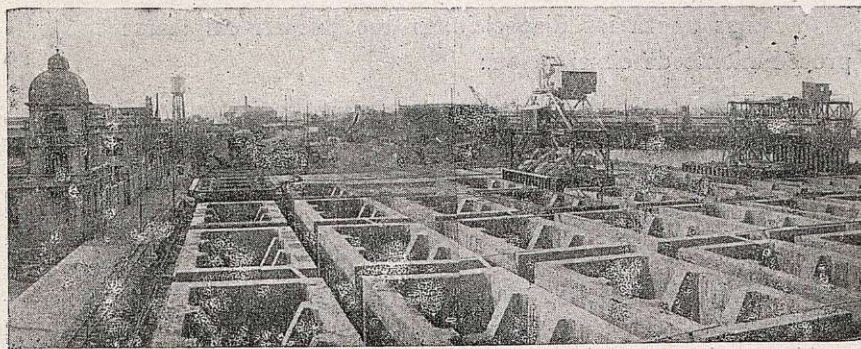


Fig. 186. Fabricación de bloques celulares en el puerto de Valencia.

porte y asiento en obra, grúas elevadoras, carros y grúas flotantes formidables para colocarlos en obra, ya que no pueden transportarse por flotación. El coste de este material no baja de unos cinco millones de pesetas para el puerto de Valencia.

Verdad es que una vez en obra y rellenos de hormigón sumergido, su peso debajo del agua es de unas 330 toneladas, y defendida su base de escollera por otros bloques macizos de $6 \times 2 \times 3$ metros, parecen asegurar la vida de los diques así construídos (1).

La experiencia dirá si es o no preferible este sistema de bloques celulares a los de grandes cajones de hormigón con fondo, que describiremos más adelante y que se emplearon en aquel mismo puerto, con los que se pueden alcanzar mayores volúmenes con medios auxiliares mucho menos costosos.

En resumen de lo que antecede, las escolleras y bloques macizos o celulares no se utilizan sino en cimientos de diques o muelles; en los puentes sólo se emplean estas clases de fábrica, según luego veremos, en las *defensas* de márgenes o de sus cimientos y terraplenes de acceso.

§ II.—Cimientos con hormigón sumergido.

Ya indicamos en el capítulo III que cuando los agotamientos se hacen difíciles y costosos, pueden sustituirse las excavaciones en seco de los cimientos por dragados debajo del agua, levantándose entonces los cimientos con hormigón sumergido.

En el capítulo VII estudiamos los aparatos que permiten ejecutar debajo del agua las excavaciones y la fábrica de hormigón.

Veamos ahora las disposiciones que pueden emplearse con este procedimiento de cimentación:

Con cajones sin fondo.—Una vez dragado hasta el terreno firme, o hasta la profundidad que se juzgue suficiente para que el ci-

(1) Un temporal ciclónico y formidable, ocurrido el año 1926, cuando aun no estaban los cimientos del dique del Este cubiertos por la superestructura de mampostería hormigonada, destruyó la mayor parte de los cajones de cimientos, ya rellenos con hormigón de cemento puzolánico, atribuyéndose el accidente a la socavación por el ciclón del terreno fangoso del fondo, sobre el que descansaba la escollera de la base.

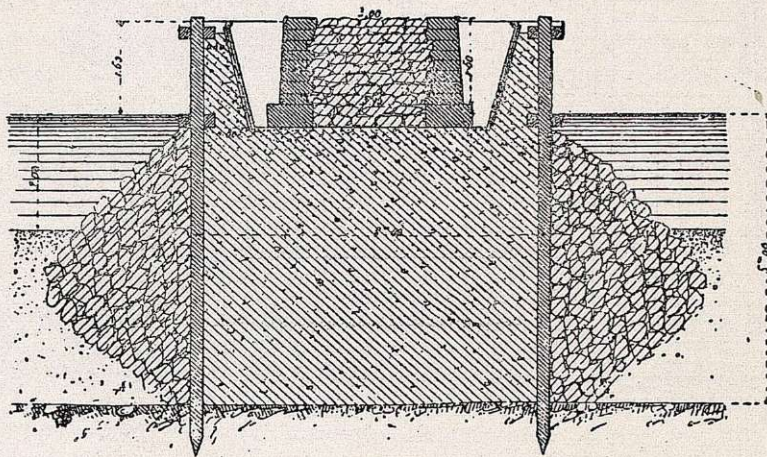


De esta manera *puede agotarse dentro del cajón*, una vez que el hormigón haya alcanzado ese nivel, lo que permite sentar en seco las hiladas de zócalo del apoyo.

Cuando el terreno en que quiere cimentarse es firme y no requiere dragado previo, hay que emplear forzosamente cajones sin fondo para contener el hormigón sumergido.

En uno y otro caso debe arrojarse por fuera de los cajones algo de escollera que equilibre el empuje del hormigón fluído sobre las paredes del cajón.

Con recintos de pilotes y tablestacas.—Los cajones sin fondo de madera que acabamos de indicar son, como ya dijimos en el capí-



F.g. 183.

tulo VIII, caros de adquisición y mano de obra. Necesitan construirse en varaderos inclinados, lanzarse al agua y transportarse por flotación al lugar de empleo.

Así es que cuando el terreno en que ha de cimentarse permite la hincas de un recinto de pilotes y tablestacas, se prefiere recurrir a este procedimiento para la contención del hormigón.

Así ejecutamos los cimientos del puente de Arriendas, sobre el Sella (Asturias), en 1897, que citamos en la página 112, figura 85, construyendo con hormigón sumergido una ataguía de esta fábrica.

Peró ya dijimos allí las dificultades con las que hubimos de luchar. Así es que parécenos preferible macizar todo el recinto con hormigón sumergido hasta las proximidades del estiaje, como en la



figura 188, y únicamente construir ataguía de hormigón en la parte superior, para facilitar el asiento de las primeras hiladas.

En zampeados, soleras y diques.—También pueden ejecutarse con hormigón sumergido los zampeados y las soleras generales de esclusas o diques de carena extendiéndolo en grandes superficies, que consolidan así el terreno natural.

Sobre estas soleras se levantan los muros laterales, que pueden construirse también con hormigón sumergido, dentro de cajones sin fondo, que sirven de molde.

Los ingenieros ingleses, seducidos por la facilidad de ejecución de estos hormigones sumergidos, lo han aplicado con alguna frecuencia, no sólo para el cimiento, sino hasta para el cuerpo de los diques en plena mar.

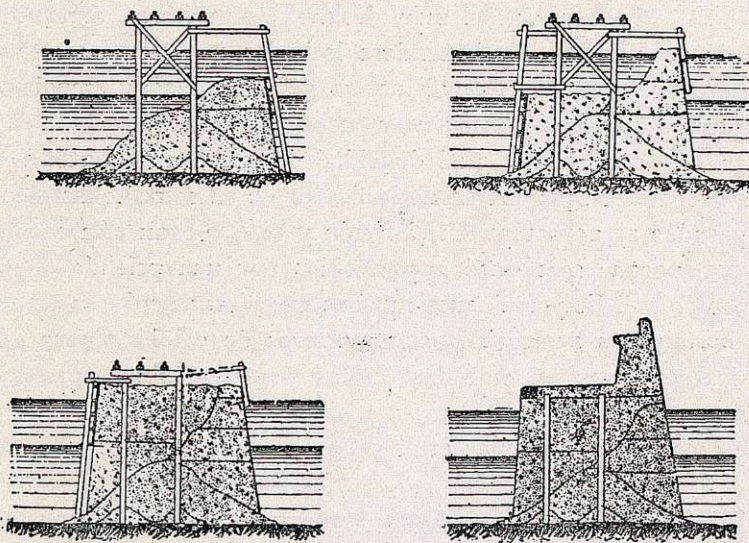


Fig. 189. Dique de Wicklow.

Como ejemplo de este procedimiento citaremos el clásico dique de Wicklow, del que la figura 189 representa diferentes fases de su ejecución. Las primeras masas de hormigón interiores del cimiento se sumergían sin defensa alguna; para los paramentos se contenía el hormigón con moldes exteriores que se iban levantando sucesivamente después del fraguado. Las operaciones se hacían desde un viaducto de madera previamente establecido para dos vías sobre las

que circulaban los trenes de materiales y las grúas con las que se manejaban las cajas de inmersión.

Pero no se ha repetido este ejemplo, que sepamos, en ningún otro dique, lo que evidencia que ofrece el procedimiento contingencias que lo hacen peligroso.

Peligros del hormigón sumergido.—Es preciso, en efecto, procurar que la submersión del hormigón perjudique lo menos posible a la riqueza de su mezcla y a su homogeneidad; *el hormigón sumergido pierde todo su valor si el cemento sufre deslavados sensibles.*

Pero es difícil conseguirlo, pues se lucha con dos factores perjudiciales.

En primer lugar, el movimiento del agua, ya sea por las corrientes del río o las resacas del mar, deslava los morteros, arrastrando parte de su cemento, produciéndose lechadas que al oponerse a la soldadura de las capas, dan al macizo permeabilidad y empobrecen los morteros disminuyendo su resistencia.

Pero, además, la desigual densidad de sus componentes favorece su separación por efecto de la fluidez de su mezcla; las piedras más pesadas se acumulan en el fondo y se deslavan aún con más facilidad, porque sólo quedan protegidas por una película delgada de aglomerante. Por esta causa muchos ingenieros prefieren emplear estos hormigones sumergidos con morteros de cal hidráulica y ladrillos o escorias machacadas, cuyas densidades se aproximan bastante.

Veamos cómo se atenúan estos peligros:

Ejecución de los hormigones sumergidos.—Por de pronto, si el terreno es fangoso en la superficie, hay que extraer esta capa, porque su intromisión en la mezcla del hormigón impediría la adherencia de sus elementos.

Algunos ingenieros prefieren emplear cales de Teil o hidráulicas, más pastosas, que, a igualdad de precio, dan mayor riqueza de mezcla y, por tanto, más resistencia al deslavado.

Otros preconizan el cemento rápido para mayor rapidez de fraguado.

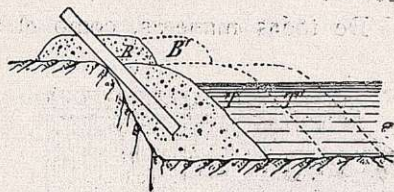
Yo casi siempre he empleado portland en proporción de 250 kilo-



gramos para 0,450 y 0,900 m³ de arena y piedra, y no he observado serios inconvenientes.

Cuando la profundidad del agua no excede de 2 m., pueden sumergirse las masas por el procedimiento llamado de *talud*, análogo al que se emplea para la ejecución de los terraplenes.

Por medio de un tubo (figura 190), que protege al hormigón contra el deslavado, se maciza la zona primera hasta que sobresalga del agua.



F.g. 190.

Sobre la parte superior de esta masa, y mientras está aún fresca, se vierte por la parte de tierra otra masa *B* de hormigón, que se apisona ligeramente para que penetre en la masa pastosa ya vertida.

Mediante tal artificio se consigue que el talud de avance *T* vaya progresando y sea el único que esté en contacto directo con el agua, por lo que el deslavado del hormigón se localizará en esa zona.

Cuando el cimientto está cerrado por el terreno o por un recinto cualquiera, es necesario extraer, con cubos o bombas de mano, las lechadas que manan del hormigón; cuando haya que empalmar una masa ya fraguada con otras sucesivas, es también preciso barrer esas lechadas con escobas muy suaves, de paja sujeta entre dos tablas.

Si el recinto fuera de madera, será conveniente que la corriente del agua pueda atravesarlo para arrastrar esas lechadas, que son el enemigo de la adherencia entre las diferentes capas.

Pero si la profundidad excede de 2 m., el deslavado es ya más sensible, por ser difícil avanzar de una vez toda la extensión del talud. Hay entonces que recurrir a las cajas o tolvas descritas en el capítulo VII, páginas 132 y 134, con las precauciones que allí se indican.

Parecen preferibles las cajas de capacidad inferior a 2 m³; pero hay que recurrir a las tolvas cuando tiene el cimientto gran extensión superficial.

Puede aumentarse algún tanto la compacidad del hormigón, api-

sonándolo muy ligeramente, o mejor aún con tablas pesadas o rodillos que se apoyen sobre la superficie sin ocasionar choques.

En ambos casos conviene escalonar las capas, empezando por aguas arriba para que las lechadas corran hacia aguas abajo (figura 191), de donde se extraen las que no salgan por las juntas del recinto.

De todas maneras, como el agua que rodea a estas masas de hormigón sumergido está siempre turbia, es difícil vigilar estas operaciones y la homogeneidad de las masas y adherencia de sus capas. No puede obtenerse nunca gran confianza en su monolitismo, y aun menos en su impermeabilidad.

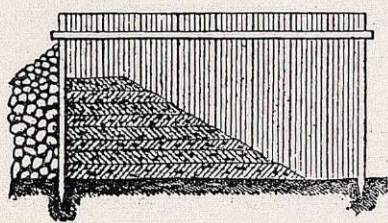


Fig. 191.

Así es que el hormigón sumergido no debe emplearse sino cuando esas probables deficiencias no ofrezcan peligro para la obra, o si resultaran bastante más costosos los demás procedimientos de cimentación.

Cimientos con sacos de hormigón.—Cuando las resacas o corrientes agitan con exceso el agua, puede atenuarse el deslavado del hormigón envolviendo a éste en sacos de jerga gruesa.

Generalmente se emplean sacos de $\frac{1}{4}$ a 1 m^3 ; pero en Inglaterra y América dice Mahiels (1) que se han llegado a sumergir sacos de 10 a 100 toneladas de peso (?).

Los sacos deben estar incompletamente llenos, para poder amoldarse unos sobre otros y obtener así mayor trabazón. Se puede aún aumentar ésta, inyectando cemento entre los sacos, una vez éstos colocados.

Se sumergen con cajas, que abren los buzos, una vez llegados los sacos al fondo y asentándolos en su sitio.

Los sacos, con su hormigón aun blando, se amoldan al terreno y a los sacos inmediatos y forman una masa bien trabada y compacta.

El hormigón en sacos es casi necesario para regularizar la superficie de las rocas o del terreno, cuando se quiere obtener una su-

(1) Mahiels: *Le léton et son emploi*, pág. 236.

perficie sensiblemente horizontal para colocar bloques o cajones de dimensiones fijas en los diques concertados de los puertos.

En los puertos del Cantábrico, y en el de Bilbao muy particularmente, se han ejecutado extensos y altos cimientos de diques y muelles con sacos de hormigón y excelente resultado.

Se emplean también los sacos de hormigón para recintos exteriores o ataguías, y pueden obtenerse así paredes de relativa impermeabilidad (1).

Respecto a la clase y dosificación del aglomerante empleado para el hormigón de estos sacos, depende de las corrientes que haya en el sitio en que han de sumergirse.

Si no las hubiere o fuesen poco sensibles, puede emplearse portland a razón de 300 a 450 kg. por 0,400 y 0,800 m.³ de arena y piedra, y así lo hemos hecho con éxito completo en el enrase y juntas de los cajones de Santa Cruz de Tenerife, que luego describiremos (2); pero cuando se teman corrientes o resacas es forzoso recurrir a cementos rápidos, con dosificación de 400 a 500 kg. de cemento.

En España se emplea mucho el cemento de Zumaya, cuyo fraguado debe estudiarse en cada caso, *para que sea siempre posterior a su colocación por el buzo*, pues de no hacerse así, el saco se petrifica antes de asentarse y no se puede amoldar al terreno ni a los sacos inmediatos, condición precisa para que el cimiento sea compacto y eficaz.

(1) En el capítulo XIII, al ocuparnos de «Ensanches de cimientos», citaremos un ejemplo de esta aplicación.

(2) Aunque el muro allí construido se halla en la costa abierta, como no se colocan sacos sino con mar bella, hemos podido observar que se deslavan muy poco; únicamente aparece ese defecto en los que, por haber sido colocados al nivel del agua, han estado expuestos a la marejada, siempre más sensible en la superficie; pero basta picar la capa superior para encontrar el hormigón en condiciones de levantar sobre él la fábrica.

Después de unos fuertes temporales pudimos asimismo comprobar que esos sacos con portland habían soldado perfectamente, formando un monolito de gran resistencia, no sólo bajo los cajones del hormigón que sobre ellos se asentaban, sino en las juntas verticales de estos cajones, cuya separación exigió también su relleno con sacos.

§ III.—Cimientos directos de cajones con fondo.

La cimentación por grandes bloques de hormigón en masa, tan frecuente en la construcción de muelles y diques de los puertos, exige, como hemos dicho, un taller de bloques, con sus grúas Goliath para la carga de aquéllos y otra grúa Titán fija o flotante para su colocación en obra.

Pero este taller, y sobre todo las grúas, ocasionan un gasto elevado, que hay que amortizar en un gran número de bloques.

Cuando esto no ocurre, es preferible sustituir los bloques macizos o celulares, de que nos hemos ocupado al principio de este capítulo, por grandes cajones con fondo, *construidos en un dique o varadero, transportados por flotación y rellenos en obra con arena o fábrica*.

En España es donde quizás se han realizado las más antiguas e interesantes aplicaciones de este nuevo procedimiento de cimentación que pasamos a describir.

Cajones metálicos con fondo (Bilbao, Valencia).—Ya el año 1893, el ilustre ingeniero D. Evaristo de Churrua, marqués de Motrico, al que hay que recordar constantemente cuando se habla de obras marítimas, imaginó emplear grandes cajones metálicos con fondo, que, apoyados sobre la infraestructura de escollera y relleno de bloques de hormigón, permitiera, con su enorme peso de 1.400 toneladas, resistir los temporales formidables del Cantábrico, que en el Abra de Bilbao parecían impedir allí la construcción del rompeolas indispensable para el abrigo de aquel puerto, temporales de cuya violencia da idea la ola fotografiada de la figura 192.

Así se realizó con éxito en los años 1895 a 1902, merced a 192 cajones con una longitud de rompeolas de 1.450 m.

Salvo el último cajón para el morro del dique, que es circular, los demás son rectangulares, de $13 \times 7 \times 7$ m., y se disponen por detrás de un rompeolas de grandes bloques sobre escollera en una anchura de 40 m. (fig. 193).

Con una campana neumática se enrasaba previamente la zona de escollera en que había de apoyarse el cajón. Se construía éste en



la margen de la ría, reforzándose con dos mamparos transversales y uno longitudinal, todo ello de palastro y angulares, con unas 30 toneladas de peso.

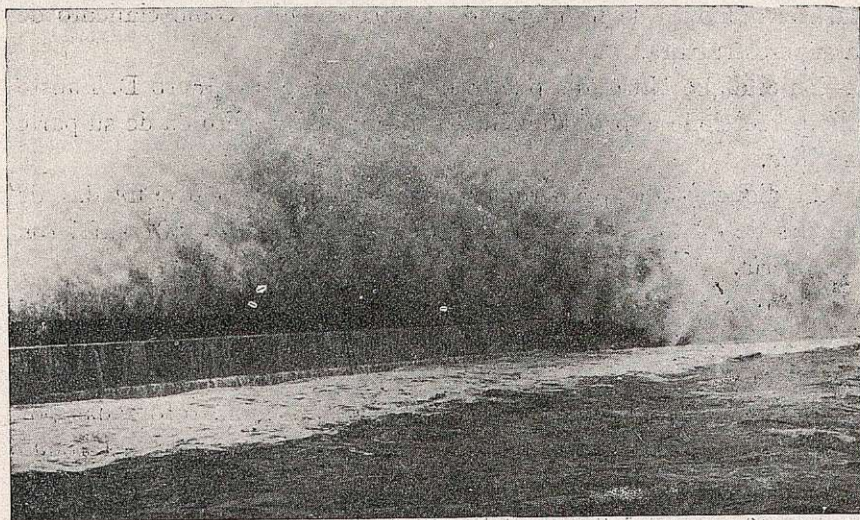


Fig. 192. Tempora contra el rompeolas de Bilbao.

Lanzado al agua el cajón, se lastraba primeramente con una solera de hormigón de 1,50 m. de grueso, con cuya carga calaban los cajones 3,40 m. Transportados a remolque y fondeados sobre la

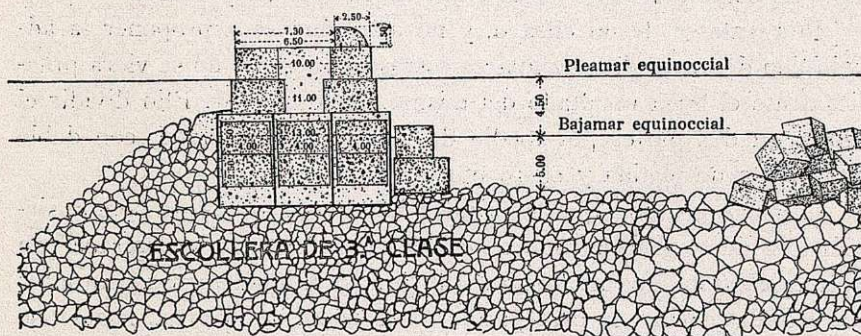


Fig. 193. Rompeolas de Bilbao.

escollera, se colocaban por medio de una grúa dos bloques superpuestos de 30 toneladas en cada uno de los seis compartimientos de cada cajón.



En bajamar se agotaba el agua que envolvía los bloques y se rellenaban los huecos, en seco, con hormigón bien apisonado, que, además, recubría el bloque superior con una tongada de 0,50 m. Así es que, aun cuando se destruya la envolvente metálica, siempre quedará el monolito de hormigón de 1.400 toneladas como cimientó de la superestructura.

En el dique Norte del puerto de Valencia, el ingeniero D. Fausto Elio perfeccionó el procedimiento, suprimiendo la pérdida de su parte metálica.

El dique estaba primeramente constituido por cinco hiladas de bloques de 40 toneladas, que en el temporal del año 1901 sufrieron una avería.

Propuso entonces el ingeniero Sr. Elio sustituirlos por cajones de $8 \times 8 \times 8$ m., contruídos con moldes desmontables de hierro y madera.

Las paredes del molde eran de chapa de 7 mm., reforzadas por nervios verticales, sección carril, y viguetas horizontales. El fondo era de tablonés de madera de 80 mm. de grueso, cuya rigidez se conseguía con tres ligeras armaduras metálicas interiores al cajón (1).

Como solamente se disponía de una grúa Titán de 40 a 60 toneladas de potencia, cuya pluma horizontal tenía 25 m. de alcance y la parte inferior de la misma quedaba a 5,50 m. del carril de sustentación, no se podían manejar con ella los moldes proyectados.

Por tratarse de un ensayo, y no atreviéndose a proponer la adquisición de los medios auxiliares costosos, mientras no se viera prácticamente el buen resultado del mismo, decidió el Sr. Elio dividir el molde en dos partes por medio de una junta horizontal, con doble cubrejunta de pletina y cuero por ambos lados.

La parte inferior, que tenía unos 3,20 m. de altura, se botaba sirviéndose de la grúa cuando tenía puesto el fondo, y se lastraba con hormigón hasta que se hundía 2,40 m. aproximadamente. Entonces se colocaba encima la otra parte, que colgaba de la grúa, hasta que se conseguía su descanso sobre la inferior, por medio de unas guías

(1) Los muy interesantes detalles de la ejecución de estos cajones, en los que intervinieron después los Ingenieros Sres. Fúster, Vilar y Jáuregui, se describen en las Memorias de la Junta de Obras del Puerto de Valencia, de los años 1903 a 1911, páginas 76 a 101, y en la del año 1912, páginas 5 a 71.

previamente colocadas. Esta operación resultaba muy difícil y peligrosa por tenerse que realizar en mar libre, con sólo el abrigo de un trozo de dique de unos 200 m. de longitud, que no llegaba a los 2 m. sobre el nivel del mar.

Para fondearlo se colocaba en el interior del cajón, sobre el hormigón de la solera recién fabricado, un bloque de 40 toneladas que le hacía descender 40 cm., y después de comprobada su posición, se colocaba otro bloque de 40 toneladas, que le hacía descansar sobre el fondo.

Se quitaban estos bloques cuando en el cajón se había vertido un volumen, también de hormigón de portland, superior al de los bloques, y se continuaba el relleno.

La operación duraba, en ocasiones, una semana: un día para el hormigonado al pie del puente-grúa; a la madrugada del día siguiente, un remolcador lo llevaba al extremo del dique; se fondeaba, empleándose tres días en su relleno completo; otro día para dejarlo fraguar; el quinto se quitaban las paredes del molde, que volvían al puente-grúa y que se montaban entre el sexto y séptimo día, y el octavo día recomenzaban las operaciones.

Las juntas entre los monolitos tenían aproximadamente 2 m. de separación, que permitían al buzo trabajar bien en ellas en las operaciones de quitar los cables, tornillos, poleas, pasadores, etc. Se rellenaba la junta primero con sacos y luego con pequeños bloques de hormigón de cemento, hechos a medida, que se colocaban a los ocho días de fabricados.

Hasta ahora, ni en los monolitos ni en los bloques y sacos de las juntas se han notado señales de descomposición.

Como en Valencia no hay mareas y la vida submarina se desarrolla extraordinariamente, a los pocos días de colocado un cajón quedaba cubierto de una capa protectora, muy beneficiosa para su conservación.

Pero sin duda por los temores que en estos últimos años se han iniciado respecto a la descomposición en el mar de los hormigones recientes ejecutados con cemento portland, creyó prudente el ingeniero Sr. Maese, que se hizo cargo posteriormente de la dirección de aquel puerto, sustituir estos monolitos por los bloques celulares descritos en la primera parte de este capítulo.

La experiencia dirá cuál de los dos procedimientos de cimenta-



de Angulo proyectó unos grandes cajones de hormigón, representados en las figuras 194 y 195. Como se ve en la sección transversal, estos cajones se apoyan sobre una infraestructura de escollera menuda, revestida por dos taludes de escollera más gruesa.

La defensa de esos enormes cajones de $25,20 \times 6,00 \times 7,80$ m. y peso de 2.500 toneladas, está encomendada a un macizo de gran-

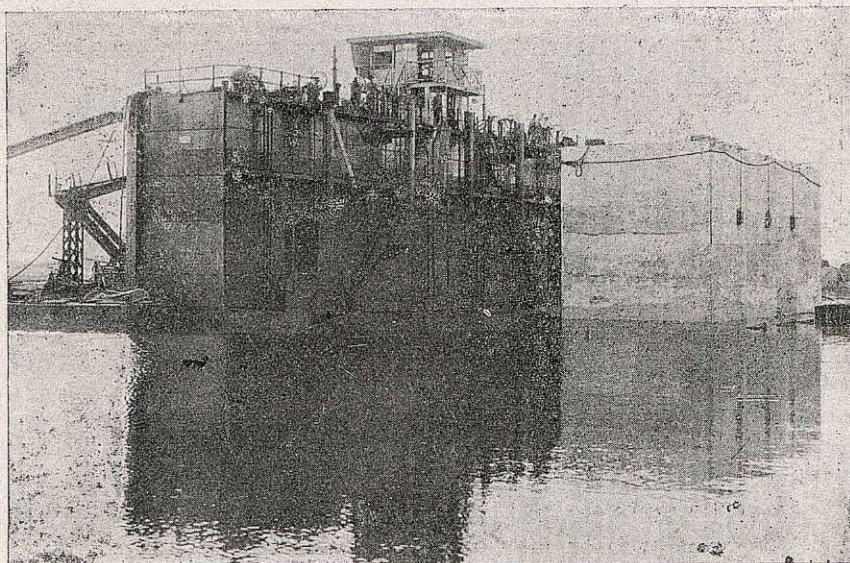


Fig. 196. Dique deponente de Barcelona

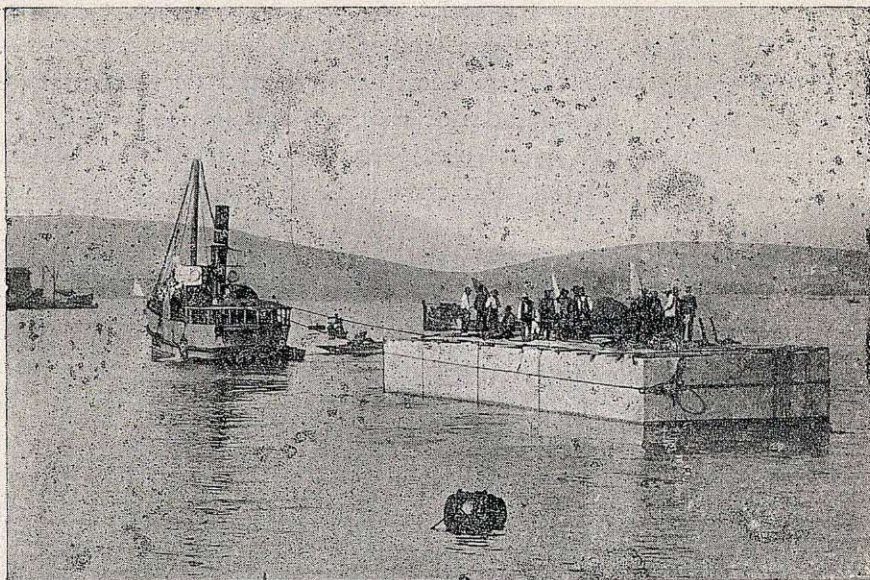
des bloques y a un relleno de escollera gruesa, recubierto por un zócalo de hormigón en masa.

Los cajones son de hormigón en masa con un fondo uniforme de 1 m. de espesor. Las paredes laterales tienen gruesos decrecientes de 0,30 a 0,10; los tabiques, de 0,20 a 0,10 m.

Sólo están armados con cinco redondos de 25 m. en la parte superior, para dar a esta zona débil resistencia para su transporte (1).

Se construyeron estos cajones con moldes de madera en un gran dique deponente propiedad del puerto (fig. 196), y se transpor-

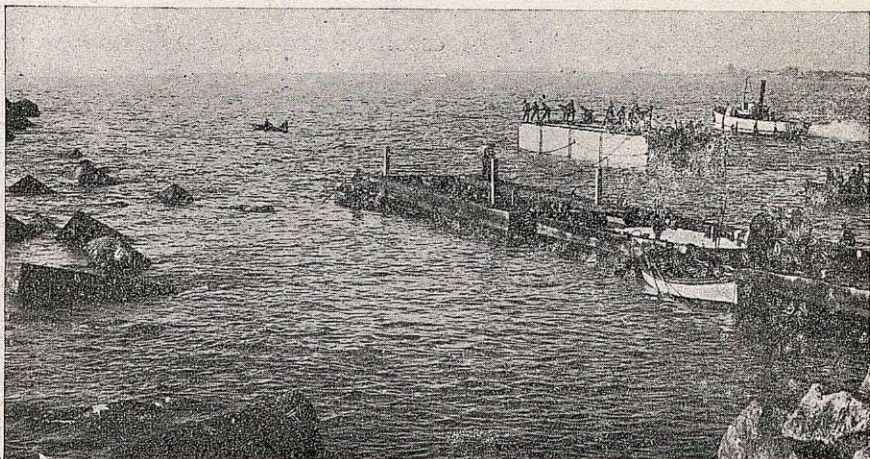
(1) Se encontrarán detalles de esta interesante obra en la *Revista de Obras Públicas* de 7 de septiembre de 1905, y en las conferencias del actual ingeniero director del puerto de Barcelona, D. José Aixelá, publicadas en la *Revista de Obras Públicas* del año 1915.



F.g. 197. Transportes de los cajones de Barcelona.

taron remolcados a pie de obra, fondeándose sobre la escollera debidamente enrasada (figuras 197 y 198).

Se vertía entonces en los cajones una capa de 1,60 m. de mampuestos, y agotado su interior y arregladas las piedras, se rellenaban las juntas con mortero 1×2 de cal de Teil, completándose el



F.g. 198 Colocación y relleno de los cajones de Barcelona.

relleno de hormigón ciclópeo con el mismo mortero, cubriéndose, por fin, con una tongada de 0,25 m. de hormigón de cemento grappier. El metro cúbico de los 108 monolitos así construídos sólo resultó a 34 pesetas (antes de la guerra).

A pesar de las previsoras medidas adoptadas y de las dimensiones excepcionales de los cajones y de sus defensas, este rompeolas



Fig. 199. Temporal en el rompeolas de Barcelona.

sufrió en su parte central sensibles desperfectos en una tempestad de febrero de 1920, de cuya violencia da idea la figura 199.

Pero han sido reparados, reforzando sus partes débiles, que resultaron ser: el macizo de hormigón en masa que defiende los cajones por la parte del mar y el talud interior de la escollera, a los que se han dado las dimensiones de la figura 194.

§ IV.—Cimientos con cajones de hormigón armado.

En muelles (Huelva, Santa Cruz de Tenerife).—En el tomo I, página 185, de este libro describimos los cajones de hormigón armado que para el nuevo muelle del puerto de Huelva ha proyectado nuestro compañero D. Francisco Montenegro, y cuya ejecución está hoy terminada.

Los incluimos entonces entre los tipos de muros de hormigón armado, porque en este caso el cajón constituye casi la totalidad del muro, por su gran altura de 11 m., sobre el que sólo ha de construirse un murete de 4 m. (fig. 200).

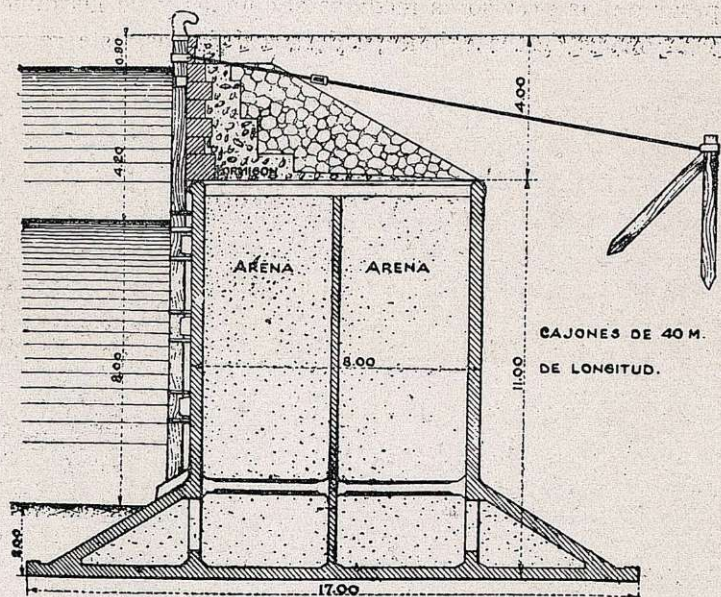


Fig. 200. Cajones del muelle de Huelva.

Estos cajones, que son los mayores de este tipo empleados hasta la fecha, pesa cada uno de ellos 2.388 toneladas.

Se han fabricado los 30 cajones para este muelle en 1.200 m. en un dique metálico deponente (fig. 201), y una vez botados al agua y remolcados a su emplazamiento, se fondean directamente sobre el fondo de arena previamente dragado y enrasado.

Ofrecen la particularidad de que se rellenarán de arena los compartimientos que forman las paredes y tabiques, recubriéndose la coronación del cajón con el murete de paramento y una solera de hormigón.

Las juntas entre dos cajones se rellenan con sacos de hormigón por la parte exterior y arcilla en su parte interior.

Análogo procedimiento de cimentación empleamos en el muro que frente al mar protege la Avenida Marítima, de Santa Cruz de Tenerife.

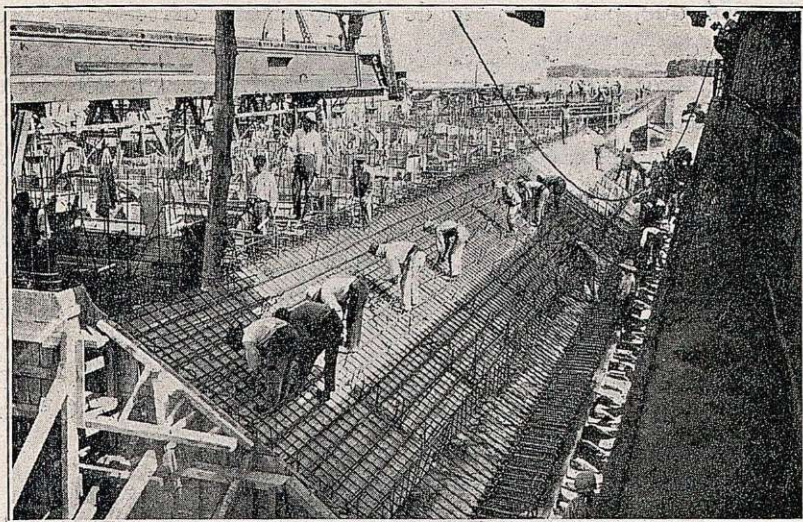


Fig. 201. Construcción de un cajón en Huelva.

Este muro, con profundidades de agua en bajamar que alcanzan 6 m., estaba proyectado con bloques macizos de hormigón de unas 40 toneladas (fig. 202), sobre un enrase del terreno con sacos de hormigón.

Pero para el escaso número de bloques que había que sentar, hubiera sido muy onerosa la adquisición de las grúas necesarias para su colocación, por lo que el autor propuso, y fué aceptada, la sustitución de aquellos bloques, y por igual precio, por los cajones con fondo de hormigón armado de las figuras

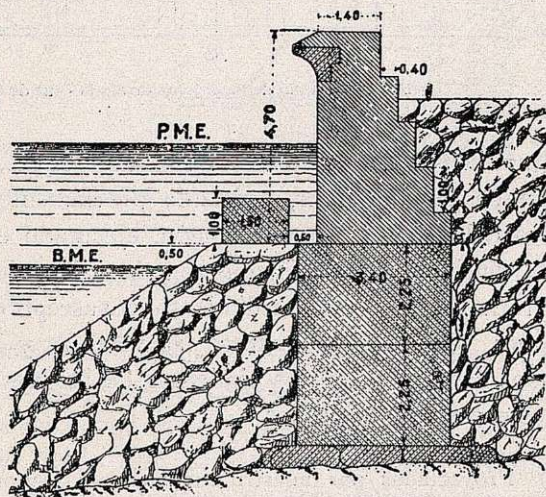


Fig. 202. Primer proyecto del muelle de Santa Cruz de Tenerife.

203 y 204, que, por su peso de 400 toneladas, ofrecían mayores garantías de resistencia (1).

Construimos dichos cajones en un varadero dentro del puerto, que tiene 0,075 de pendiente. A los treinta días de su fabricación se lanzan al agua por medio de un carretón llamado "cima", y permanecen flotando en la dársena hasta que el buen tiempo permita su transporte con un remolcador a la Avenida Marítima, situada fuera del puerto y sin abrigo alguno.

Preparado el asiento del cajón con los sacos de hormigón de portland de 0,50 y 0,75 m³, indispensables para enrasar el fondo, se fondea el cajón, echándole el agua necesaria, y se rellena con pequeños bloques de hormigón ciclópeo de 1,50 × 0,90 × 0,50 m., con lo que se lastra el cajón con rapidez y eficacia.

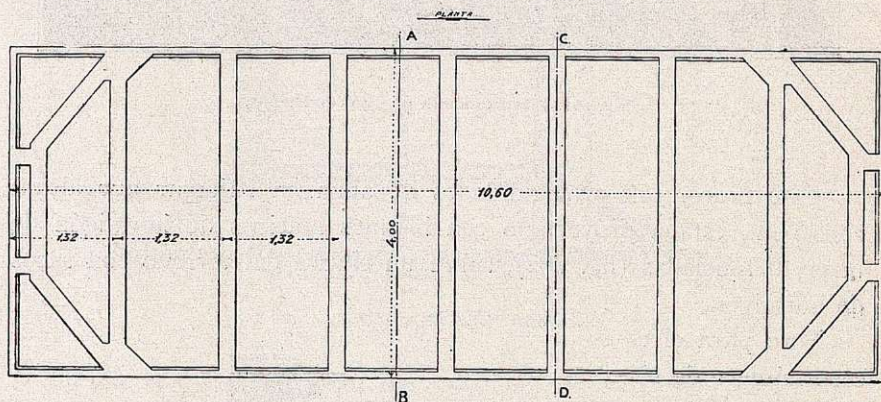
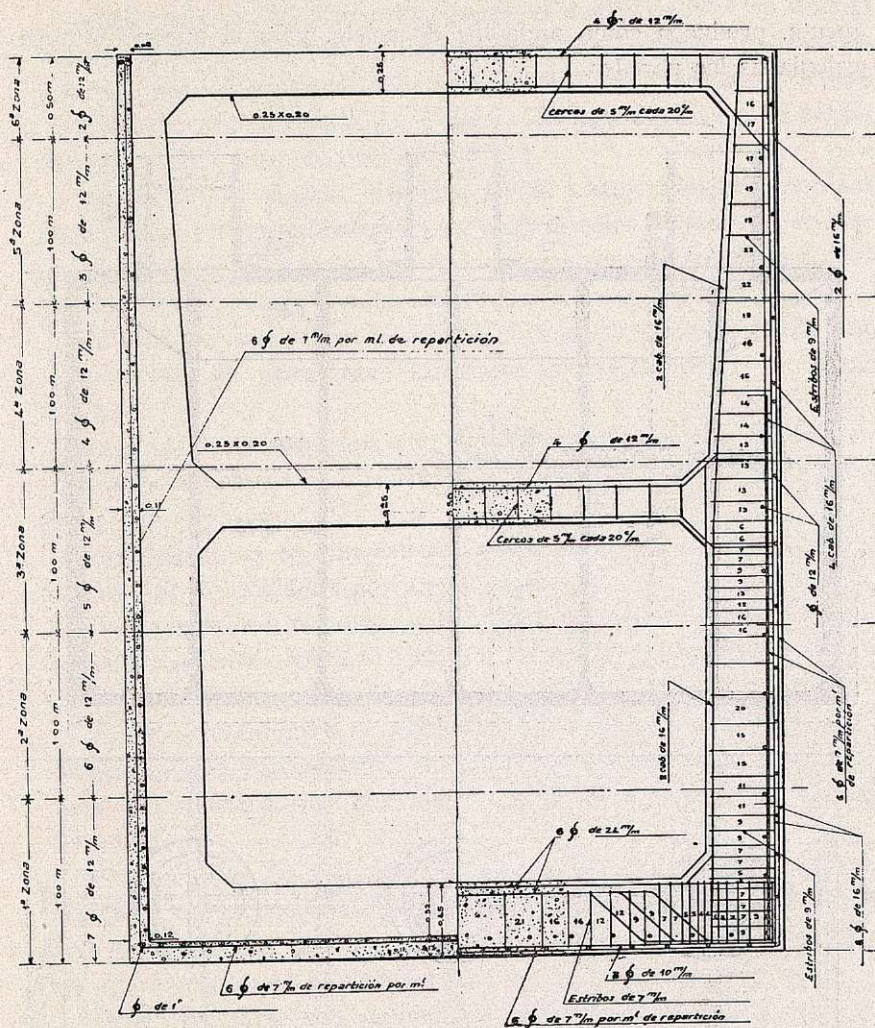


Fig. 203. Planta de los cajones de Santa Cruz de Tenerife.

Los huecos que quedan entre estos bloques se rellenan con hormigón en una bajamar, agotando previamente el agua que queda dentro del cajón, y este hormigón, ejecutado en seco y bien apisonado, consigue el monolitismo completo de todo el cajón.

Creemos que este procedimiento es susceptible de frecuentes aplicaciones, pues no son dudosas las ventajas y la economía de estos pesados cajones sobre los cimientos de bloques aislados, que exigen costosos medios auxiliares.

(1) Proyectados por nuestro ingeniero D. Antonio Arbolí, que dirigió aquella obra, bajo la inteligente inspección del director facultativo del Cabildo insular de Tenerife, D. Luis Díez de Losada.



En diques rompeolas (Musel-Gijón).—También estos cajones de hormigón armado se emplean en España para diques exteriores.

En el dique Norte del Musel (Gijón), que es al mismo tiempo un rompeolas, se emplean desde 1911 cajones de hormigón armado, si bien con ciertas contingencias, propias de los violentos temporales del Cantábrico, que al meter de golpe unas cuantas toneladas de agua dentro del cajón, antes de que éste se haya rellenado total-

mente, producen como un golpe de ariete, para el que no estaban calculadas las paredes.

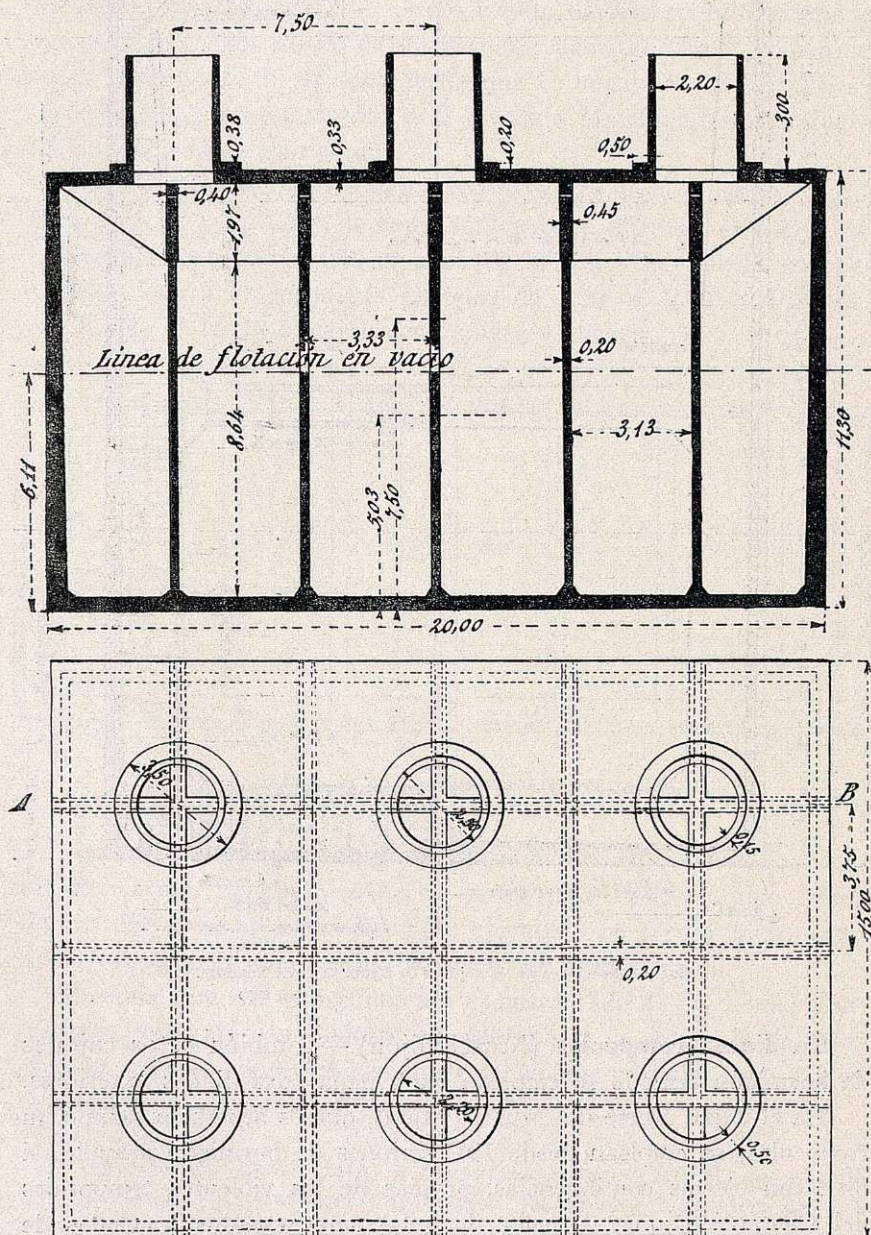


Fig. 205. Cajones del rompeolas del Musel (Gijón).

Así es que, con gran acierto, cuando el ingeniero jefe D. Manuel Becerra se hizo cargo de la dirección de aquel puerto, modificó los primeros, aumentando sus dimensiones, pero con la defensa de una tapa superior en la forma de la figura 205, en cuya tapa se empotran unas chimeneas para su relleno (1).

Estos cajones quedan divididos en 24 compartimientos por sus cinco tabiques longitudinales y tres transversales, cuyos ejes se cruzan en el centro de las chimeneas, lo que permite el relleno por cada una de ellas en cuatro compartimientos a la vez.

Se construyen sin su techo ni chimeneas en una grada con 15 por 100 de pendiente. Lanzados al agua, calan en vacío 5,04 m.

Lastrados con una capa suplementaria de hormigón de 0,64 m. y después de construídas las tapas y chimeneas, su calado aumenta hasta 7,35.

Las chimeneas se han calculado para una ola que produzca un esfuerzo de 8 toneladas por metro cuadrado.

Transportados a remolque a su sitio, los cajones se llenan de agua hasta que asienten sobre el lecho de sacos de hormigón con que se ha enrasado previamente el suelo.

Se procede entonces al rápido relleno por cada una de las seis chimeneas que corresponden a cuatro compartimientos, y se completa con mortero rico que macice los huecos que queden debajo del techo.

El ingeniero D. Eduardo de Castro, actual director de aquel puerto, y muy conocedor de sus obras marítimas, a las que se dedicó especialmente, propuso mejorar el relleno de esos grandes cajones que constituyen el principal factor de resistencia del dique.

Debe efectuarse con rapidez ese relleno, para evitar la destrucción del cajón vacío por un galernazo imprevisto, y necesita ser homogéneo, impermeable y bien adherente a las paredes y tabiques del cajón, para constituir con éste un bloque monolítico.

Para evitar el relleno con hormigón sumergido en el agua que hay que verter en el cajón para fondearlo, se procederá en la forma siguiente:

(1) En el XIII Congreso de Navegación, el ingeniero D. Manuel Becerra, entonces director de las Obras del puerto de El Musel-Gijón, dió cuenta en una Memoria de esta interesante aplicación.



Echar a pique con agua.

Rellenar los tres o cuatro metros inferiores con piedra partida, lo que se puede hacer rápidamente.

Achicar después el agua y que, aun en pleamar, quede el cajón a pique por el peso de la piedra.

Acabar el relleno con hormigón.

A los 20 ó 30 días que son necesarios para que se endurezca el hormigón, se perfora éste y se *inyecta mortero* para aglomerar la piedra suelta del fondo, y lo mismo se hará con los dos o tres metros últimos del hormigón, que son difíciles apisonar por debajo del techo.

No dudamos del éxito de tan original procedimiento de relleno de los cajones, que ofrece evidentes ventajas sobre los demás empleados.

Este sistema de grandes cajones es insustituible en diques rompeolas como el del Musel, donde las formidables olas que allí rompen exigen una valla de bloques de 8.500 toneladas de peso, que es el que tiene el cajón descrito.

Creemos, además, que este procedimiento de cimentación por cajones de hormigón armado, en el que los ingenieros españoles parecen haberse adelantado a la técnica de puertos mundial, es el más seguro, práctico y económico, pues sin necesidad de grúas gigantescas ni de flotas de barcos, permite construir en seco y con las mejores garantías de fabricación los bloques ciclópeos que en la mayor parte de los grandes puertos son necesarios para combatir la fuerza del mar.

En diques de carena (Cádiz).—Como el procedimiento es tan racional y práctico, el autor no ha vacilado en proponerlo también para la construcción de un gran dique de carena en Cádiz, capaz para barcos de $235 \times 32 \times 9,30$ m.

En el emplazamiento propuesto creemos difícil, y en todo caso aleatorio, conseguir el agotamiento de tan enorme capacidad. Preferimos proyectar la construcción mediante un dragado previo de todo el terreno que habrá de ocupar el dique y ejecutar éste mediante los cajones representados en la figura 206.

El dique se proyectó con ocho cajones que tienen la forma en U de todos los diques y aligerados interiormente por un sistema de siete células rectangulares que pasan de muro a muro a través de



la solera, y quedan, por tanto, reducidos a dos paramentos, interior y exterior del macizo que ha de formar el dique; estas células están constituídas por ocho tabiques verticales de arriostramiento a cuatro metros de distancia, que se unen a las losas o paredes por medio de

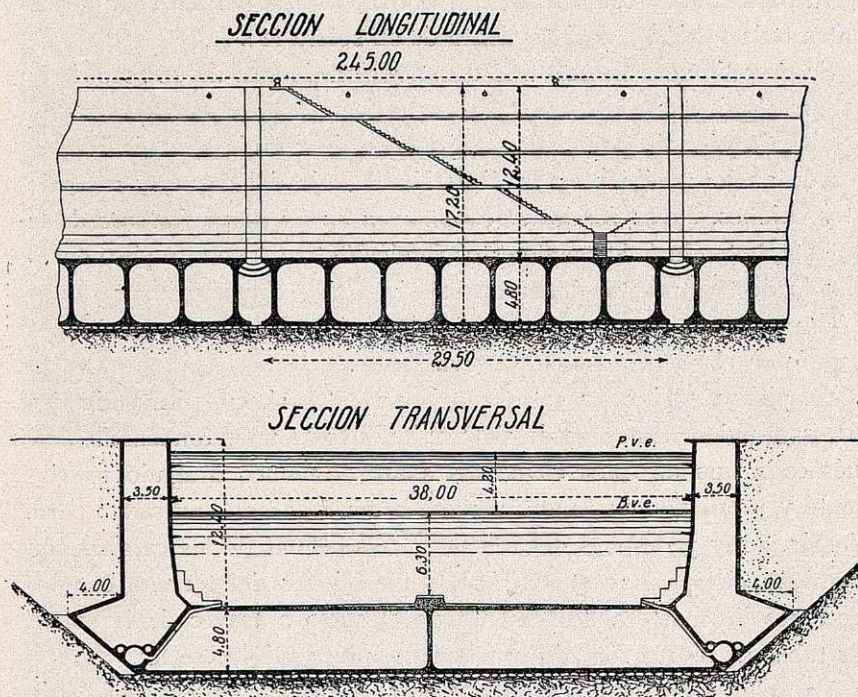


Fig. 206. Cajón de pared doble para el dique de carena de Cádiz.

robustos cartabones, suficientes para conseguir la completa rigidez de la estructura.

En sus partes laterales llevan los cajones en toda su longitud dos zarpas de cuatro metros, que sirven para soportar el terraplén que sobre ellos actúa y equilibrar, con su peso y el peso propio del dique, el empuje de la subpresión.

Para reducir el peso de la estructura de estos cajones y, por tanto, obtener su menor calado de flotación, que a su vez permita un más fácil lanzamiento, propusimos para su estructura el empleo del cemento fundido; no sólo obtenemos así un más rápido endurecimiento, sino que podemos someter el hormigón a un trabajo de 100 kilogramos por centímetro cuadrado para la dosificación de 300 kilogramos de ce-

mento con la composición granulométrica de arena y gravilla más favorable.

Pareciéndonos imposible casi determinar la importancia de las subpresiones, *que hay que suprimir o resistir*, se ha proyectado la solera para la *subpresión total*, con la que el dique quedará garantido contra toda flexión y agrietamiento de su solera (1).

Se procede actualmente a la construcción de este dique seco de la manera siguiente:

Constituyéndolo por catorce cajones, cada uno de ellos de 17 metros de ancho medidos en la dirección del eje del dique, y uniendo estos cajones, cuyos fondos *se construyen en un dique flotante* de la contrata, botando únicamente estos fondos flotantes con un peso aproximado de tres mil toneladas en botadura, *hormigonando sus juntas a flote y hormigonando sus paredes también a flote* para fondearlos después en el cuenco dragado previamente.

Se piensa soldar los catorce cajones entre sí, constituyendo dos únicos grandes elementos de siete cajones cada uno, fondeando después cada uno de estos elementos sobre el cuenco dragado previamente y preparado su fondo por una cama de arena enrasada; pero, además, antes y después del relleno de las células de los cajones con hormigón ciclópeo, se atenuarán las filtraciones del terreno con inyecciones de mortero de cemento en el suelo a través de la solera por tubos de hierro forjado previamente preparado a ese fin.

La unión entre las dos secciones de siete cajones se realizará o con hormigón sumergido o con aire comprimido, según aconsejen las circunstancias, con lo que se conseguirá reducir la principal dificultad de este dique a un empalme único.

Las fotografías de las figuras 207 y 207 bis dan idea de las dimensiones excepcionales de estos cajones.

Podría haberse proyectado el dique, como se hizo en el dique de El Havre, descrito en el capítulo IX, con un solo cajón que com-

(1) Todos los cálculos del proyecto de este dique fueron hechos por el ingeniero de la Compañía de Construcciones Hidráulicas y Civiles D. Eduardo Torroja y las obras están inspeccionadas por el ingeniero del puerto de Cádiz D. Juan Romero Carrasco y dirigidas por el ingeniero D. José Entrecanales Ibarra, que publicará oportunamente los muy interesantes detalles de construcción, fondeo y empalme de estos cajones, que son, hoy por hoy, los mayores del mundo.

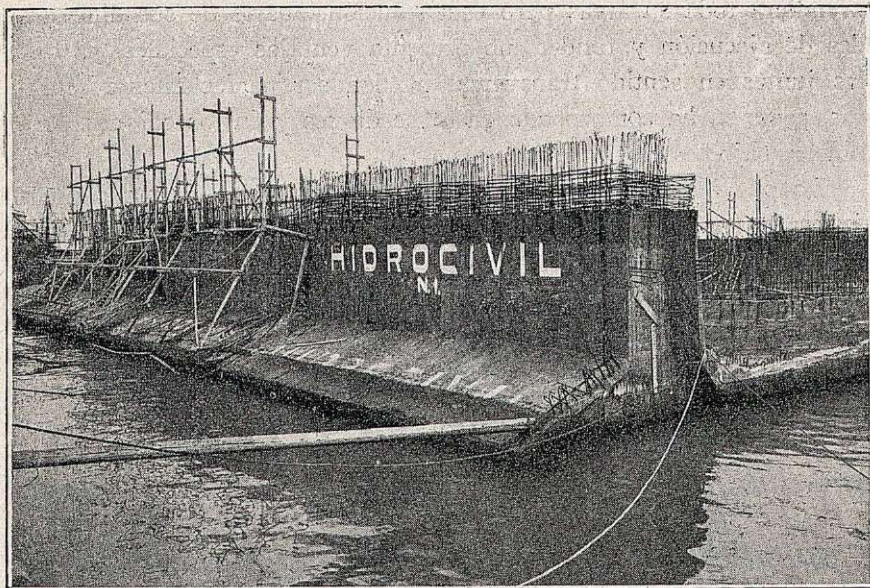


Fig. 207. Construcción a flote de las paredes de cajones del dique de Cádiz.

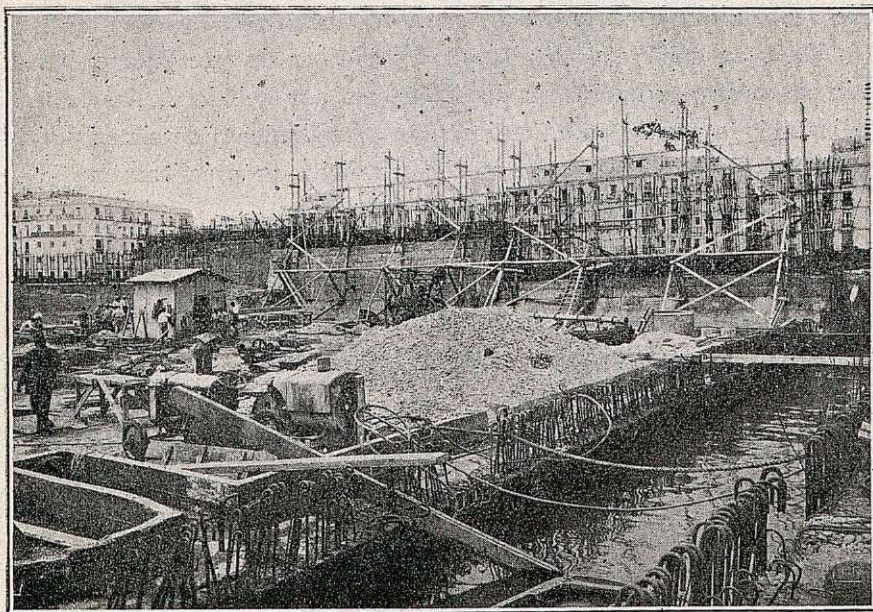


Fig. 207 bis. Preparativos para empalmar a flote las soleras de dos cajones.

prendiera toda su área; pero esta solución, aparte de sus dificultades de ejecución y fondeo, no presenta ventajas especiales, ya que las juntas en sentido transversal pueden ser perfectamente estancas, como se ha comprobado en otros diques y en los cajones para túneles bajo los ríos.

Lo que puede asegurarse de antemano es que nuestros cajones de hormigón armado *resultarán mucho más económicos que los cajones metálicos similares* proyectados en el extranjero.

Pero, además, su estructura de hormigón armado con cemento fundido ofrece otra ventaja: la de que no sólo no corre peligro de ser rápidamente destruída por el agua del mar, sino que, por el contrario, dicha estructura *acoraza*, por decirlo así, todo el monolito que constituye el dique, defendiéndolo contra la posible descomposición del cemento, que tanto preocupa hoy día a los ingenieros de Puertos.

En profundidades excepcionales (puente de Lisboa).—Entre las más originales aplicaciones de cajones de hormigón armado debemos incluir la imaginada por el profesor de nuestra Escuela D. Alfonso Peña para cimentar las pilas del gran puente proyectado por él mismo atravesando el Tajo aguas arriba de Lisboa (1).

Un gran número de las 11 pilas y estribos de este puente deberán alcanzar profundidades de 40 metros por debajo de las aguas bajas, por lo que no podrá aplicarse el procedimiento de cimentación por aire comprimido, que, como hemos dicho, es prácticamente imposible a más de 30 metros de presión de agua.

Para resolver este problema, como vimos en el capítulo VIII, los americanos aplican el sistema de cajones sin fondo hincados con dragados interiores y rellenos de hormigón sumergido.

El Sr. Peña se propone conseguirlo por medio de un cajón con fondo.

En las márgenes del río se construirá primero un cajón de palastro, bien arriostrado interiormente por un entramado metálico, con una altura de seis a siete metros, y la planta y forma que necesita la base de la pila (fig. 208).

(1) En el tomo I, pág. 114, representamos los arcos de este gran proyecto, que comprende diez arcos de hormigón de 200 m. de luz.

Este cajón tendrá también su fondo de palastro, debajo del cual se montará un anillo cortante de un metro de altura.

Una vez lanzado al agua, se lastrará el cajón con una solera de

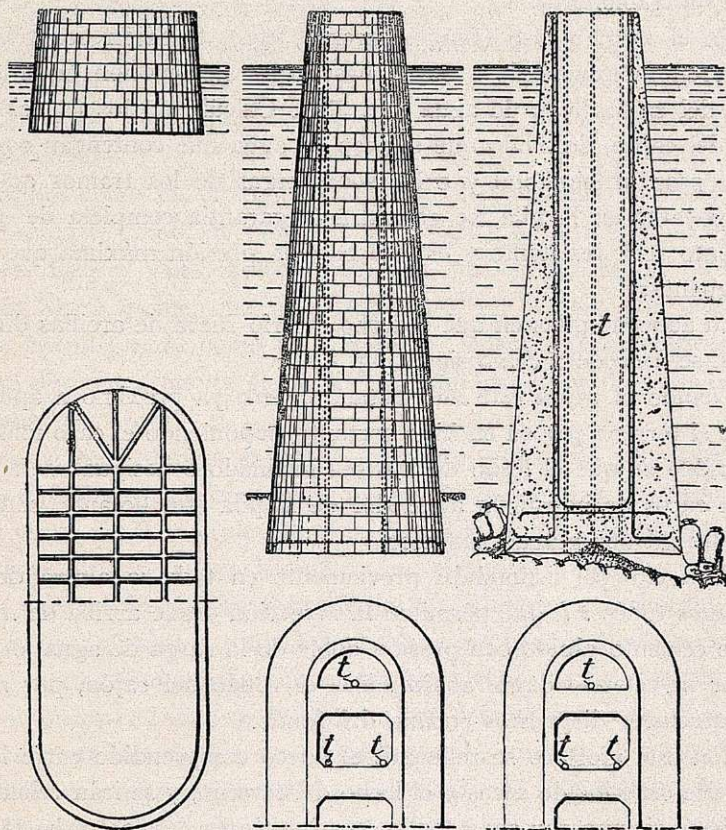


Fig. 208.

Fig. 209.

Fig. 210.

hormigón armado, con el espesor y armaduras necesarios para resistir la presión inferior definitiva.

Remolcado el cajón a su emplazamiento, se construye al aire libre una camisa interior de hormigón armado, reforzada con tabiques verticales.

A medida que por este aumento de peso vaya hundiéndose el cajón, se añadirán alzas de palastro, reforzadas interiormente por la camisa y tabiques de hormigón armado, cuya elevación se irá pro-

siguiendo hasta que el cuchillo cortante se apoye sobre el lecho del río (figuras 209 y 210).

Se carga entonces el cajón, rellenando con agua sus huecos.

Pueden presentarse dos eventualidades, según que el suelo sea o no socavable.

En el primer caso (fangos, arenas, etc.), el cajón penetrará en el terreno, incrustándose en él hasta que su reacción equilibre el peso del cajón lleno de agua (fig. 209). Calculando los espacios vacíos del cajón, de modo que el peso de agua que contengan equivalga al peso propio total y a las sobrecargas de los tramos que han de apoyarse en la pila, se obtendrá la garantía completa de que el cimiento será resistente y estable bajo la presión máxima que haya de aguantar.

En aquellas pilas en que el lecho del río fuera de arcillas duras o rocas, se procederá como sigue (fig. 210):

Cuando el cajón esté aún flotando, pero ya próximo a apoyarse sobre el terreno por su cuchillo cortante, suponiendo el caso más desfavorable de que el lecho del río sea inclinado o desigual, se sumergirán sacos de hormigón alrededor de la pila aún flotante, constituyéndose así una ataguía exterior.

Para ello se dispondrán previamente en toda la altura del cajón unos tubos $t\ t$, que permitan la inyección desde arriba de mortero de cemento rápido con presión doble de la carga de agua, o quizá mejor inyectando desde abajo sobre el fondo del cajón, por medio de autoclaves dispuestos encima del fondo.

Con este mortero se rellenará el hueco comprendido entre la envolvente exterior de sacos y el lecho del terreno, y se irán rellenando al mismo tiempo con agua los huecos interiores del cajón, hasta conseguir la carga máxima a que ha de estar sometido el terreno, sustituido entonces por la cama artificial del mortero inyectado.

A pesar de su aparente atrevimiento, no vemos que pueda ofrecer este original procedimiento de cimentación mayores dificultades que otros muchos empleados en obras de menor importancia. Tiene, además, la ventaja de que no exige andamios ni medios auxiliares costosos; debe resultar el más económico (1).

(1) En *Le Genie Civil* de 1.º de julio de 1922 D. Alfonso Peña dió cuenta de este nuevo sistema de cimientos, así como de su proyecto de puente en Lisboa.



Lanzamiento de los cajones con fondo, flotables.—El peso considerable de los cajones de hormigón armado, dificulta su lanzamiento al agua, que ha de realizarse sin determinar en ellos flexiones de sus fondos y paredes que los agrieten.

Es un problema constructivo que hay que estudiar al proyectarlos, con vista a su ejecución, para apreciar así el gasto y tiempo que ha de necesitar, que dependen mucho del régimen de avenidas o mareas y de los medios auxiliares y terrenos de que se disponga en la localidad.

Cuando, como en el Mediterráneo, no hay mareas, es indispensable recurrir, como en Valencia (pág. 236), al procedimiento de los Sres. Elio y Vilar, botando al agua, por medio de un puente-grúa un ligero molde, que se lastraba, una vez a flote, con una solera de hormigón, ya como en Barcelona, fabricando los cajones en un gran dique deponente (pág. 239) que, al hundirse, deja los cajones flotando y libres.

Pero si hay mareas sensibles, conviene aprovechar su carrera, que en el Cantábrico alcanza 4,50 metros, para facilitar la operación.

Ya vimos en el capítulo anterior, al describir los cajones flotables del puente de San Telmo (Sevilla), que allí construimos los cajones en una excavación abierta al borde del río, y que por medio del aire comprimido aplicable a estos cajones, que así han de hincarse en el terreno, los hacíamos bajar un metro por debajo de la bajamar. Se dragó entonces el fondo de la margen por delante del cajón, e inyectando aire en las cúpulas que constituyen la cámara de trabajo, se hizo flotar el cajón en pleamar con el calado de 3,20 metros, lo que permitió sacarlo de su varadero.

Los cajones para el dique Norte del Musel (pág. 246) se han lanzado en una grada transversal con 15 por 100 de inclinación.

El cajón va sostenido por varias cuñas triangulares, que a su vez resbalan sobre unas deslizaderas. Durante la construcción, el cajón está sobre picaderos.

Para lanzarlo se hacen las siguientes operaciones:

- 1.º Se quitan los picaderos.
- 2.º Se levanta con gatos la parte posterior del cajón (unos cuantos centímetros).
- 3.º Se vierte grasa líquida entre las deslizaderas y las cuñas.

4.° Se arrían los gatos, baja el cajón, se apoya sobre las deslizaderas ya engrasadas y resbala.

Ya vimos también que nuestros cajones para el muelle de Santa Cruz de Tenerife fueron moldeados en un varadero dentro del puerto, en el que se construyen y reparan embarcaciones menores. Su inclinación es sólo de 7,5 por 100, y sobre unos carriles rueda un carretón llamado *cima*, sobre el que se disponen los moldes de madera en que se coloca el entramado metálico, y después se vierte y apisona el hormigón. A los treinta días de terminado cada cajón puede bajar el carretón en una pleamar por medio del cable y cabrestante que lo sujeta, y con esto basta para dejarlo flotando en la dársena. Se completa el lastrado de hormigón que exija su estabilidad para el transporte y queda abrigado en el puerto hasta que, preparado el enrase de sacos de hormigón en que ha de apoyarse, en un día de bonanza se remolca hasta su sitio y se fondea en la forna descrita en la página 245.

Para el dique de carena de Cádiz, descrito en la página 248, hemos construido la parte inferior de los cajones de 53×17 m. en un dique metálico deponente de 2.000 toneladas, adquirido por la contrata a ese efecto, que permite ponerlos a flote sucesivamente; se sueldan después a flote estos cajones entre sí, no sólo en sus fondos, sino en sus paredes, que se elevan también a flote, venciendo complicaciones varias, que se describirán con detalle en la *Revista de Obras Públicas* cuando se terminen esas interesantes obras.

A pesar de las dificultades que ofrecen todas estas operaciones, marítimas y constructivas, que exigen una ejecución perfecta e iniciativas y resoluciones audaces, no parece dudoso que el procedimiento de cajones sin fondo de hormigón armado ofrece garantías completas para la cimentación de puentes, muelles y diques a grandes profundidades, que pueden también alcanzarse con dragados, que son más económicos que las excavaciones al aire libre, cuando se dispone de material adecuado.

La perfección con que pueden ejecutarse en seco, la coraza de hormigón rico y armado que protege su interior y la gran masa resistente que ofrece contra las avenidas o temporales, son ventajas indudables que aconsejan su empleo para las obras importantes en las que se amorticen los medios auxiliares que exige.



CAPÍTULO XI

CIMENTACIONES INDIRECTAS SOBRE PILOTAJE O PILARES

Cimentaciones indirectas.—Pilotajes y emparrillados.—Pilotajes y cajón con fondo.—Pilotajes y hormigón.—Pilotajes en terrenos fangosos.—Palizadas metálicas.—Palizadas de hormigón armado.—Cimientos sobre pilares aislados.—Conclusiones.

Cimentaciones indirectas.—Son muy frecuentes los ríos con lechos de aluvión profundos y socavables, en los que los cimientos *directos* resultan caros, en cuanto se quiere alcanzar con ellos profundidades superiores a tres metros.

Deben estudiarse entonces las posibles *cimentaciones indirectas*.

Consisten en soslayar la dificultad y reducir el gasto, alcanzando las profundidades que se consideran resistentes e insocavables, mediante *pilotes* hincados en el terreno, o *pilares aislados* fabricados *in situ*.

Pueden unirse las cabezas de estos pilotes o pilares con plataformas o soleras de repartición.

Pero pueden también prolongarse los pilotes o pilares por encima del terreno, en forma de palizadas, que sustituyen a las pilas y estribos de las obras.

Estudiaremos todas estas disposiciones.



Pilotaje con emparrillados.—La cimentación que con más frecuencia emplearon para los grandes puentes los constructores del siglo XVIII es la representada en la figura 211.

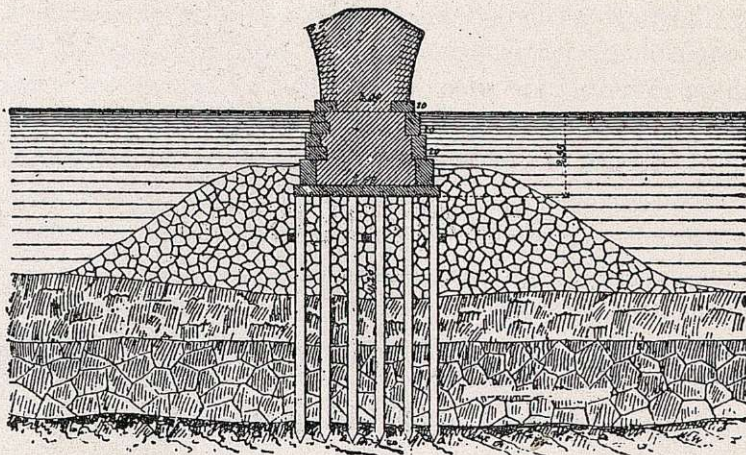
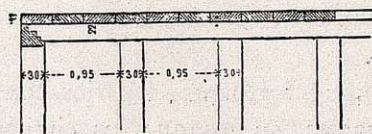


Fig. 211.

Consiste en un fuerte pilotaje, de roble preferentemente, sobre cuyas cabezas se montaba un robusto entramado de madera en ambos sentidos, cuidadosamente ensamblados, que se denomina *emparrillado*.



En la figura 212 representamos dos tipos de despieces empleados para estos emparrillados.

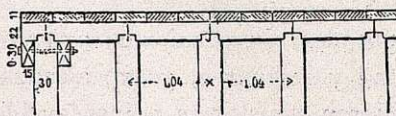


Fig. 212. Emparrillados.

Se consolidaba el pilotaje con escollera, y sobre el emparrillado se sentaba la primera hilada de zócalo del apoyo, utilizando los estiajes.

Para que no se pudra la madera de los pilotes y del emparrillado es condición precisa que esta plataforma se encuentre constantemente sumergida, es decir, que debe colocarse por debajo del estiaje, lo que dificulta la operación, tanto más, cuanto que la hincada de los pilotes no es siempre regular, y sus cabezas no suelen estar en línea perfecta, lo que impide, a su vez, un apoyo homogéneo de las vigas del emparrillado.



Pilotajes y cajones con fondo.—Se perfeccionó el procedimiento anterior a principios del siglo XIX, sustituyendo el emparrillado por cajones con fondo de madera (figura 213).

Entonces debían serrarse los pilotes a mayores profundidades, y sobre ellos se fondeaba el cajón, que debía ser suficientemente impermeable para permitir su agotamiento.

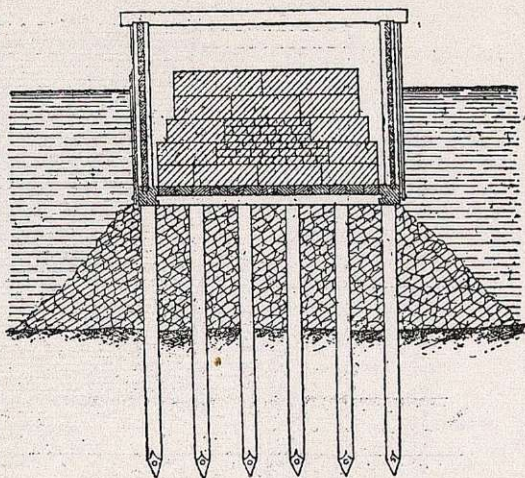


Fig. 213.

Efectuado éste, se construían en seco las hiladas necesarias para sacar los apoyos fuera del agua.

Con este procedimiento se han cimentado monumentales puentes de piedra, entre otros, el de Jena, en París, que parecen tener larga vida; pero son cimientos costosos, a pesar de su aparente sencillez, por efecto del gasto elevado de esos cajones con fondo, sobre todo con el encarecimiento enorme que ha sufrido la madera y su mano de obra especializada.

Pilotajes y hormigón.—El empleo del hormigón sumergido permitió suprimir la enorme complicación de los emparrillados y cajones con fondo; que ya no se usan en ningún cimiento.

Lo que se hace y es muy preferible por todos conceptos, es envolver las cabezas de los pilotes con una solera general de hormigón sumergido, que se contiene dentro de una ataguía, o mejor aún de un recinto ligero y desmontable (fig. 214).

Se da a esta solera la altura del terreno dragado antes de hincar los pilotes, y se defiende con escollera en todo su perímetro. Resulta como un cepillo hincado en el terreno.

Este procedimiento, que se ha empleado en un gran número de casos y con pilotes de madera, entre otros el puente de Santa Catalina, en San Sebastián (fig. 215), y en algunos puentes con pilotes metálicos de rosca, ya no se aplica más que con pilotes de hormigón



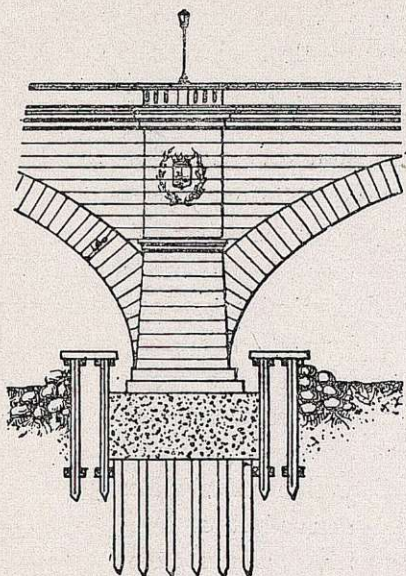


Fig. 215. Puente de Santa Catalina,
en San Sebastián.

del río, colocándose un recinto de madera. Hincábanse los pilotes, cuyas cabezas se rompían. Se agotaba cuando se podía y, si no, se sumergía el hormigón con el mayor cuidado.

En algunos puentes del ferrocarril de Tánger a Fez, en que el terreno era fangoso, se mejoró el recinto, sustituyéndolo por un cajón sin fondo de hormigón armado.

Es, pues, un procedimiento de cimentación de gran rapidez y economía, que resuelve el problema de la mayor parte de los lechos de aluvión, con suficientes garantías de duración.

Siempre que se teman socavaciones del lecho, se consolidará éste con escollera arrojada alrededor de la solera de hormigón, o si no hubiera piedra gruesa, con cajas de alambre galvanizado (llamadas gaviones), rellenas con las gravas que se encuentren en el río o sus inmediaciones.

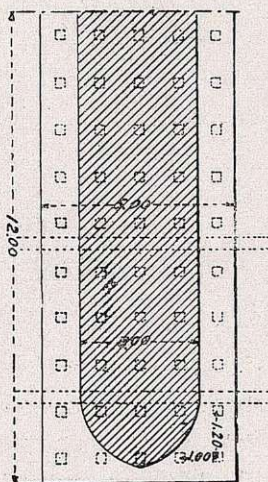
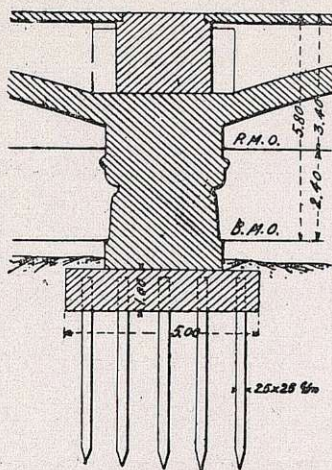


Fig. 216. Puente de María Cristina,
en San Sebastián.

Por último, en terrenos de arenas y gravas puede mejorarse la solera de hormigón y sus defensas por medio de inyecciones de cemento, según explicaremos en el siguiente capítulo.

Pilotajes en terrenos fangosos.—Aunque en esta clase de terrenos el cimientado por pilotaje parece el más indicado, y por de pronto

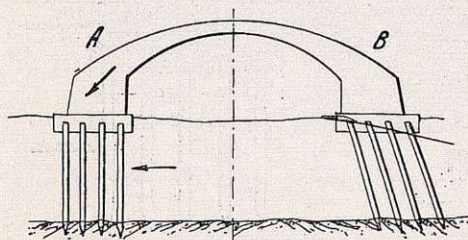


Fig. 217.

es el más económico, es preciso precaverse contra los movimientos laterales que los pilotes pueden sufrir por efecto de la escasa resistencia que a ellos opone la fluidez de los fangos o las socavaciones desiguales y fáciles de sus lechos.

Desde luego deben evitarse entonces los puentes en arco de fábrica, cuyos empujes oblicuos hacen girar los estribos alrededor de sus puntas (fig. 217 A), lo que ha obligado a reconstruir algunas bóvedas, como ocurrió en el puente de los Inválidos, de París.

Se ha querido soslayar este peligro hincando los pilotes según la inclinación del empuje (fig. 217 B); pero no puede evitarse por completo, por cuanto *no sólo la intensidad, sino la dirección de los empujes*, varían con las sobrecargas que actúan sobre los arcos, y, por tanto, la inclinación *constante* de los pilotes no puede contrarrestar siempre la oblicuidad *variable* de los empujes.

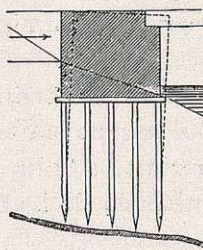


Fig. 218,

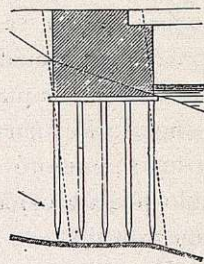


Fig. 219.

Parece que entonces debía obviarse este inconveniente construyendo los puentes con tramos rectos que sólo produzcan presiones verticales sobre los apoyos.

Pero tampoco se evitan así los movimientos que en subsuelos fangosos pueden determinar los empujes oblicuos de los terraplenes de avenidas.

Pueden ocurrir dos efectos: o que el empuje directo del terraplén haga girar los estribos hacia el tramo, como en la figura 218, o que



el fondo fangoso del cimient, comprimido por el terraplén, empuje el pilotaje (fig. 219), haciendo, por el contrario, girar el estribo hacia el terraplén.

Previendo estas contingencias, suele procederse cargando previamente los fangos con el peso de los terraplenes de avenidas, aumentado por las sobrecargas que sobre ellos pueden actuar (figura 220), con lo que pueden alcanzar un equilibrio aparente, que no siempre es definitivo.

Así lo hicimos en una vaguada del trozo primero del ferrocarril de Tánger a Fez. Pero después de construir una alcantarilla que necesitábamos

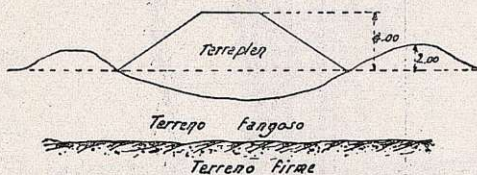


Fig. 220.

para el desagüe de las grandes lluvias, continuaron los movimientos y nos ha sido preciso trasladar aquella obra hacia la ladera más firme, mediante una variación de cauce de alguna importancia.

En el puente sobre el Oust (Bretaña) ocurrió lo mismo, a pesar de la precaución también adoptada de construir previamente los terraplenes de avenida, con lo que se consiguió comprimir el fango debajo de los estribos y de aligerar considerablemente el volumen de los estribos para reducir su peso.

Pero tampoco fueron suficientes aquellas precauciones, por cuanto, después de construído el puente con una viga recta continua y metálica de tres tramos, de 15 y 18 m. de luces, comenzaron los estribos a moverse, por lo que fué necesario arriostrar los cuatro cimientos mediante robustos entramados de madera dentro del lecho del río (fig. 221).

En casos semejantes cree el autor que, además de la indispensable precaución de la carga previa por los terraplenes, *cuya cuota conviene reducir cuanto sea posible*, deben sustituirse los puentes, como dijimos en el tomo I, página 238, por grupos de alcantarillas, mejor aun que de pontones, con tramos rectos de hormigón armado de poco peso y palizadas dobles que no perturben en lo más mínimo el régimen de la corriente.

Es, efectivamente, algún tanto arriesgado construir pilas o recintos de grandes espesores en estos terrenos fangosos, tan fáciles

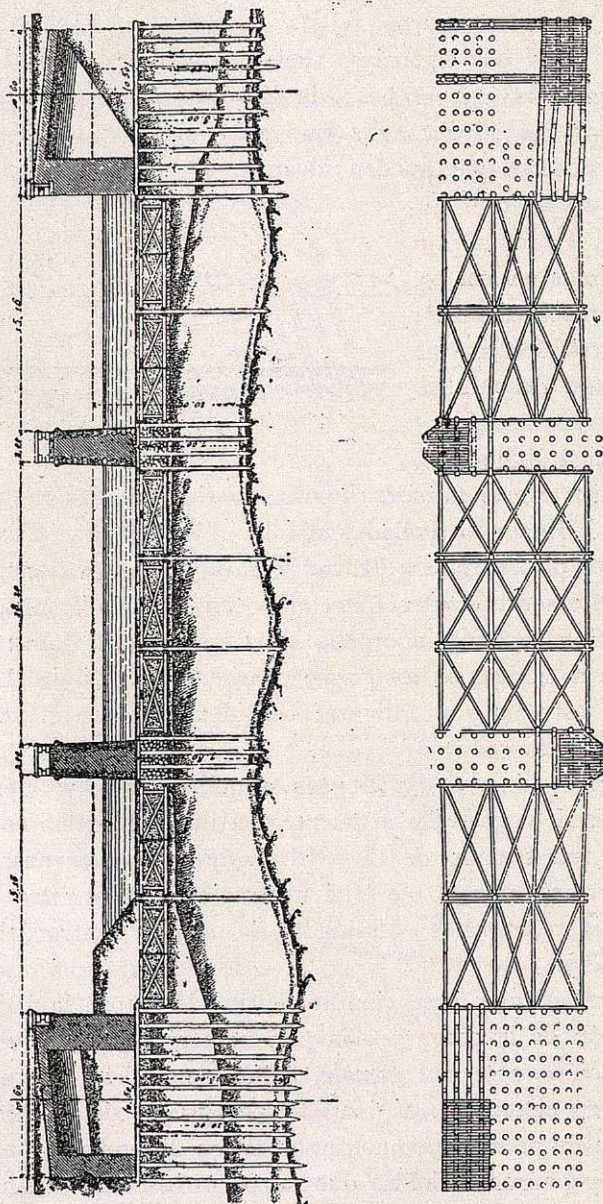


Fig. 221. Puente del Orst (Bretaña).

de socavarse, con pequeños aumentos de velocidad o remolinos del río, pues en cuanto la socavación se verifica desigualmente en el perímetro del cimiento, el empuje de la parte no socavada basta para inclinar hacia el lado opuesto los pilotes o el cimiento.

Deben, en todo caso, arriostrarse estos pilotajes, uniendo sus cabezas con rígidas *soleras de hormigón armado*, que impidan las flexiones laterales de los pilotes.

Palizadas metálicas.

Por analogía con los puentes y muelles de madera, se han construido muchos puentes y muelles metálicos, en los que, sobre los pilotes de fundición o acero, descrios en el capítulo IV, se levantaban palizadas de igual material que sostenían directamente el tablero.

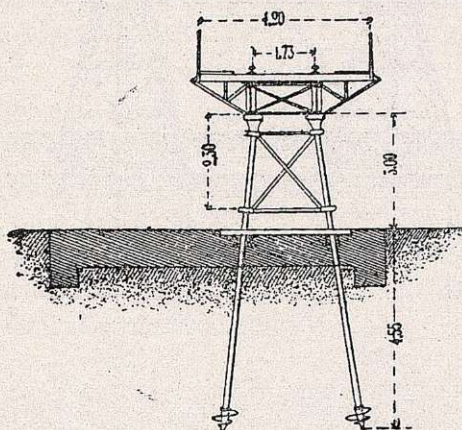


Fig. 222. Puente sobre el río Muga.

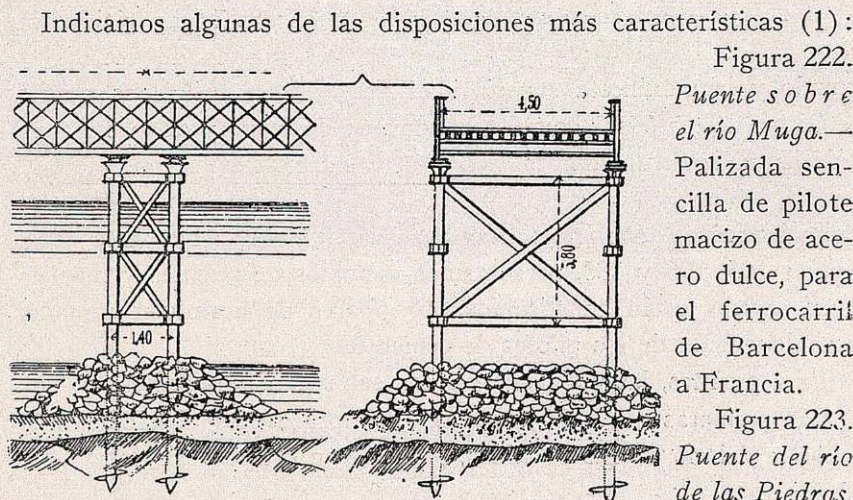


Fig. 223. Puente sobre el río de las Piedras (Huelva).

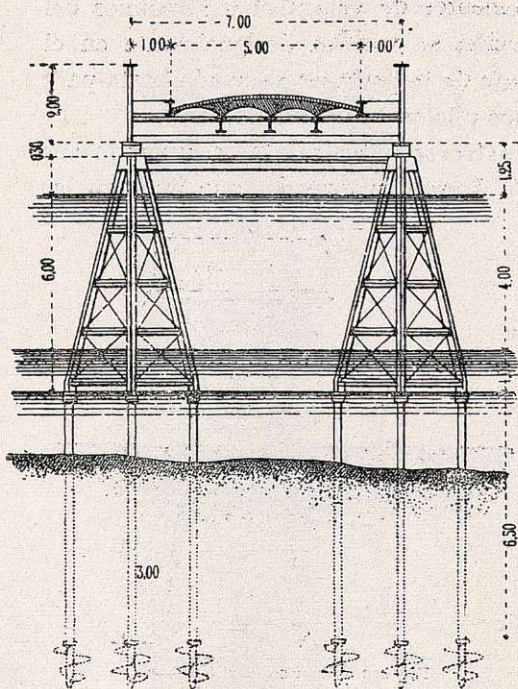
Figura 222.

Puente sobre el río Muga.— Palizada sencilla de pilote macizo de acero dulce, para el ferrocarril de Barcelona a Francia.

Figura 223.

Puente del río de las Piedras. Palizada do-

(1) En mi ya citado libro *Puentes económicos sobre palizadas y pilotes metálicos* reproduje con detalle todas las obras construidas con análogas disposiciones.



Figi 224. Puente de Ribadesella (Asturias).

ble de tubo de fundición.

Figura 224. *Puente de Ribadesella*. — Palizadas piramidales, pilotes de fundición, rosca de acero fundido, entramado de acero laminado (proyecto del autor del año 1888).

Estas disposiciones, al suprimir las pilas de fábrica, permiten una sensible economía y gran rapidez de ejecución.

Tan evidentes ventajas parecían aconsejar la generalización del sistema, y así lo preconizábamos en nuestro citado libro.

Pero la aparición de los pilotes de hormigón armado y la manifiesta superioridad que ofrecen sobre los pilotes metálicos, desterró por completo el empleo de éstos, y claro está que el de las palizadas metálicas, que eran una consecuencia de aquéllos.

Palizadas de hormigón armado.—Ya en el tomo I de este libro, páginas 105, 106 y 186, presentamos ejemplos de puentes y muelles cuyos apoyos están constituidos por pilares de hormigón armado, en prolongación de los pilotes de cemento.

Para puentes, las palizadas pueden ser sencillas o dobles.

Las primeras (fig. 225), parecen ofrecer menos obstáculo a la corriente del río en sus avenidas, pero tienen escasa resistencia lateral (1).

Las palizadas dobles, con tajamares, sobre todo (fig. 106 del

(1) Las hemos empleado en numerosos puentes, entre otros, todos los de la carretera de Ceuta a Tetuán.

tomo I y fig. 226), que después de muchas aplicaciones empleamos ahora con más frecuencia, ofrecen una rigidez similar a las de las pilas de fábrica. Deben emplearse en los ríos de violenta corriente (1).

Hemos también adoptado en algunos casos una disposición mixta.

Constituimos entonces el puente en varios trozos, independientes cada uno de ellos, de tres a cinco tramos.

Las palizadas extremas de cada trozo son dobles, con tajamares y chapas de plomo para la dilatación de los trozos; las palizadas centrales son sencillas.

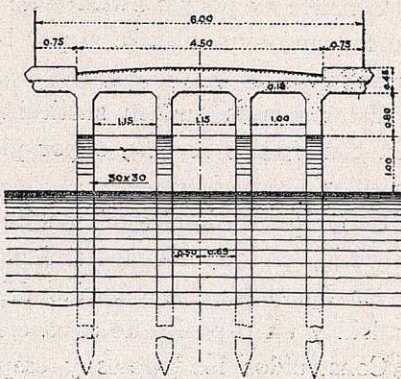


Fig. 225. Puente sobre una palizada de H. A. para la carretera de Ceuta a Tetuán.

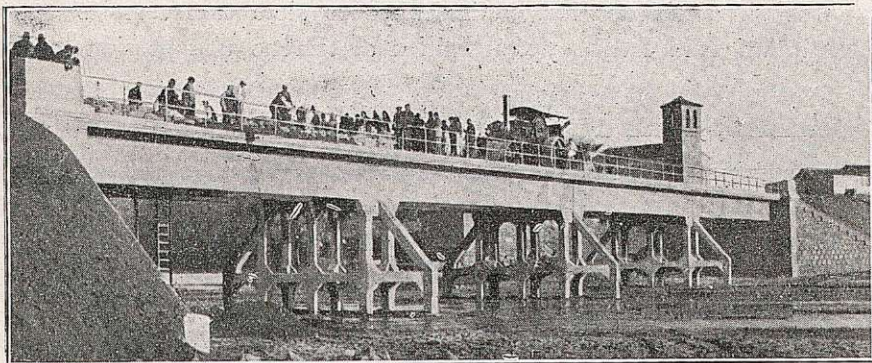


Fig. 226. Puente sobre el río Perales (Madrid).

Ya discutiremos estas disposiciones de apoyos en el tomo IV.

Cimientos sobre pilares aislados.—Al describir en el capítulo VIII los tipos de cimientos directos al aire, incluimos entre ellos el que se emplea algunas veces en Madrid para las casas sobre terrenos echadizos de relleno.

(1) Los hemos empleado en varios puentes de la Península y de la carretera de Tánger a Larache.

Consiste en pilares aislados de fábrica, que se llevan hasta el terreno firme, unidos entre sí por bóvedas, sobre las que se levantan los muros.

Estos pilares pueden sustituirse por pilotes de hormigón Simplex contruídos *in situ*, o por pilonos Compresol, descritos en los capítulos IV y V.

Con pilotes Simplex cimentamos en un terreno fangoso y nauseabundo, en que los agotamientos eran peligrosos para la salud de los operarios, los edificios frigoríficos del nuevo Matadero de Madrid y un depósito de agua elevado.

Contruídos los pilotes y empotradas en sus cabezas unas armaduras, se moldeaba sobre ellos unas fuertes carreras de hormigón armado. Sobre éstas se levantaron los muros del edificio.

Con los pilonos Compresol se ha cimentado el notable puente del Risorgimento (tomo I, página 139), formado por un arco de 100 m. y 20 m. de ancho, sobre el Tibre, en Roma, contruído en un terreno fangoso hasta gran profundidad.

Los siete tabiques longitudinales y los siete transversales que constituían cada estribo y transmitían al terreno una presión total

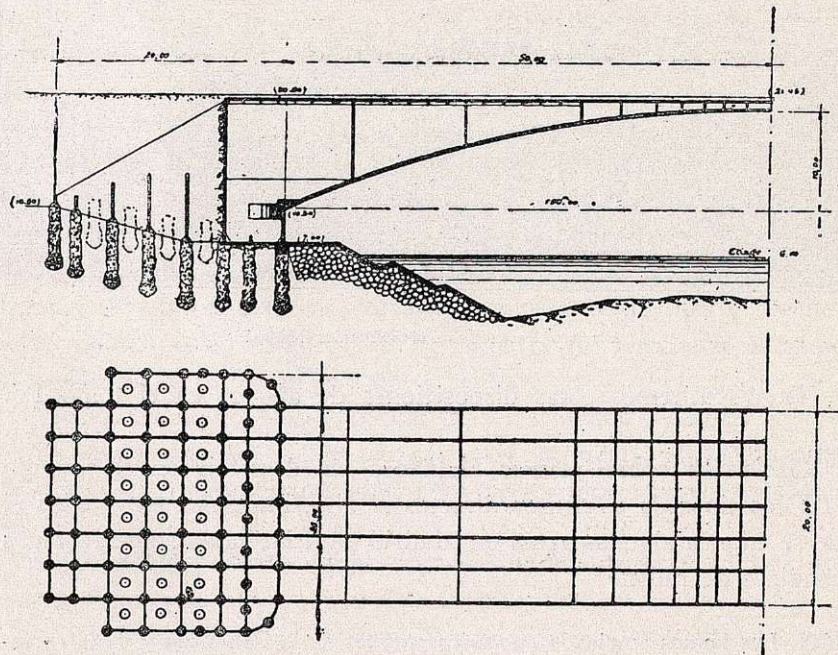


Fig. 227. Puente del Risorgimento sobre el T. bre (Roma).

de 8.000 toneladas se apoyaban sobre 72 pilonos Compresol; es decir, que a cada pilono de 7 m. le correspondía una carga de 111 toneladas (fig. 227).

Para evitar el deslizamiento del estribo, por el empuje enorme de un arco de 100 m. rebajado al 1/10, se terraplenaron los 24 alvéolos formados por los tabiques antes citados, y en este relleno se hincaron otras 24 raíces Compresol, de hormigón armado, que actuaron como pernos de unión entre el terreno natural y el terraplén, e impidieron todo movimiento de longitudinal.

Es éste un interesante ejemplo de un puente de dimensiones excepcionales construido sobre un terreno casi fangoso, pues los pilonos de dicho cimientado no alcanzaron el terreno firme.

Conclusiones.—Las cimentaciones por medio de pilotes o pilares de hormigón armado permiten una rápida y económica solución en terrenos de aluvión, que son los más frecuentes en los ríos, lo que justifica la preferencia que hemos dado a este procedimiento en más de la mitad de los cimientados por el autor ejecutados, sobre todo para tramos rectos de hormigón armado.

También para puentes en arco puede recurrirse a las cimentaciones con pilotajes hincados verticalmente, como en el puente de María Cristina, de San Sebastián, siempre y cuando estén fuertemente arriostradas sus cabezas por una rígida solera de hormigón u hormigón armado.

En el caso en que el terreno, por su escasa consistencia o por su excesiva fluidez, hiciera temer alguna desviación lateral de los pilotes, por el efecto de los empujes oblicuos de los arcos, podrían éstos compensarse en parte hincando oblicuamente los pilotes con los martinetes especiales descritos en el capítulo V, pág. 95.

Pero como ni la intensidad ni la dirección de estos empujes oblicuos es constante, pues varían con la importancia y la situación de las sobrecargas, es preferible en estos terrenos prescindir de la superestructura de arcos, proyectando los puentes con tramos rectos.

En el puente sobre el río Lucus, en Larache (Marruecos), proyectado primeramente con arcos de H. A. y pilas cimentadas en terreno fangoso sobre pilotes, dentro de un recinto cilíndrico, todo de H. A., sobrevino una gran crecida que socavó e inclinó los pilotes y sus recintos.



Hubo que extraer y suprimir aquéllos, corregir costosamente la inclinación de los recintos, hincándolos después a gran profundidad por el sistema indio, reforzado con inyecciones de mortero, y por último, substituir los arcos proyectados por tramos rectos (1).

Cuando por el contrario el terreno de aluvión está constituido por cascajo o gravas gruesas, no hay que temer aquellos empujes oblicuos, pero en cambio deben distanciarse los pilotes lo suficiente para que la compresión que en el terreno produce la hincada de una fila de pilotes no dificulte la penetración de los pilotes inmediatos (2).

Quizá sería mejor en estos terrenos recurrir a la cimentación por el sistema indio, o inyectar mortero de Portland, dentro de un recinto de tablestacas que limite la expansión del mortero.

(1) Todas estas muy costosas modificaciones, vencidas con gran tenacidad e inteligencia por el ingeniero D. Pascual Aragonés, se describen con detalle en la *Revista de Obras Públicas* del año 1929 (página 49).

(2) El ingeniero militar D. Ramón Martínez de Velasco nos ha dado cuenta de las dificultades que hubo que vencer en las cimentaciones del viaducto de Canero (Ferrocarril de Ferrol a Gijón), donde los pilotes de H. A., de $0,35 \times 0,35$ del recinto exterior, se hincaron hasta más de 6 metros, pero los pilotes interiores no pudieron penetrar más de 3 metros, obligando a completar el cimientado con inyecciones de mortero para evitar las posibles socavaciones.

CAPÍTULO XII

CIMENTACIONES POR TRANSFORMACION DEL SUELO

- § I. **Por sustitución del suelo.**—Con colchones de arena y escollera (Lisboa y Túnez).—Con colchones de arena y cajones de hormigón armado (Huelva).—Con enfainados.—Con plataformas de hormigón armado.
- § II. **Por petrificación del suelo.**—Con inyecciones de cemento en polvo.—Con inyecciones de mortero.—Recalzos de cimientos.—Cimientos completos.—Saneamiento de terrenos fangosos.—Consolidación de pedraplenes.—Dosificaciones.—Conclusión.
- § III. **Por defensa del lecho.**—Con escollera.—Con gaviones.—Con zámpeados de fábrica u hormigón armado.
- § IV. **Por compresión del terreno.**—Sistema Compresol.—Por inyecciones de arena (Metropolitano de Madrid).
- § V. **Por congelación del suelo.**—Sistema alemán.—Sistema sueco.
- § VI. **Por saneamiento del suelo.**

§ I. Por sustitución del suelo.

Con colchón de arena y escollera.—En terrenos muy fangosos, indefinidamente compresibles, se adopta en algunos casos la solución de sustituir el fango en cierta profundidad y anchura por arena que reparta el peso de la superestructura sobre una gran superficie de fango.

Sobre este primer colchón de arena puede extenderse un segundo colchón de escollera, y sobre éste se levantan los pilares de fábrica unidos por bóvedas o tableros.



De esta manera se han cimentado algunos trozos de muelle en Lisboa y en Túnez.

A pesar de tantas precauciones, en Lisboa se movieron y hasta se derrumbaron parte de los muelles así cimentados, por lo que creemos útil detallar estos accidentes, para evitar su repetición en casos análogos.

Dos son los muelles del puerto de Lisboa: los de la Aduana y de Santos, en los que, por encontrarse el terreno firme a gran-

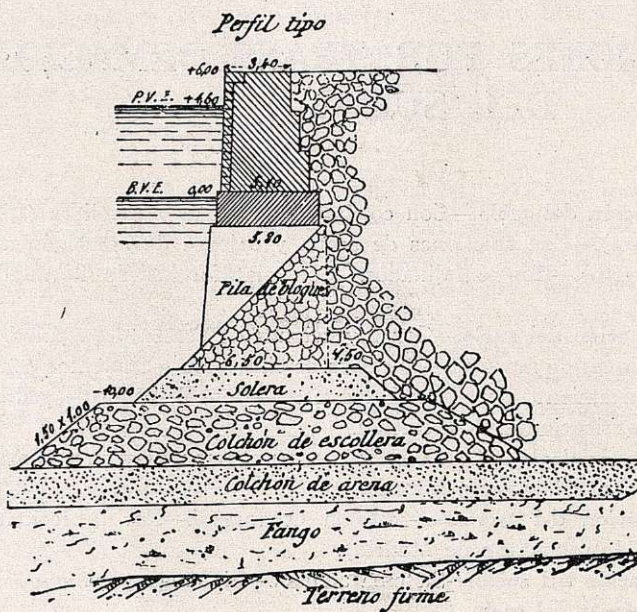


Fig. 228. Muelle de Santos (Lisboa).

des profundidades, se creyó mejor cimentarlos por aquel procedimiento de sustitución del suelo.

Las estructuras de ambos son muy parecidas; la sección del muelle de Santos se representa en la figura 228 (1).

Se dragó el fango en dos metros de altura, sustituyéndolo por un colchón de arena, sobre el que se

extendió un segundo colchón de escollera, que a su vez se enrasó con una solera de hormigón, ejecutado por aire comprimido, con la campana neumática de la página 183.

Sobre esta solera y a distancias de 14 metros de eje a eje, se apoyaron unas pilas de siete metros de altura y cuatro de ancho, constituidas por tres bloques superpuestos de 130 toneladas cada uno. So-

(1) La sección del muelle de la Aduana se describe en el primer tomo, página 310, del *Cours de Travaux Maritimes*, de Quinette de Rochemont. Es análoga a la anterior, pero sólo se cimentaron las pilas independientemente por aire comprimido sobre el colchón de arena, sin llegar al firme.

bre esas pilas se apoyan unos tramos o dinteles de hormigón armado, de 10 metros de luz, en los que se elevaba la superestructura del muelle, formada por un muro de bloques concertados de 80 toneladas.

El primer muelle, de la Aduana, sufrió en 1897 un corrimiento en 250 metros de su longitud, que llegó a alcanzar una flecha de 19 metros. Se atribuyó ese movimiento a una precipitada ejecución de los pedraplenes y relleno.

El muelle de Santos, terminado en 1915, prestó intensísimo servicio durante la guerra. Pero el año 1922, a causa de unas profundas socavaciones delante de una parte del muelle, que no se tuvo la precaución de rellenar de escollera, se derrumbó por corrimiento un trozo de muelle de 60 metros.

El corrimiento de los fangos del subsuelo que determinó aquel accidente fué muy probablemente provocado por la inclinación de 0,02 por metro del terreno firme en que se extendía el fango. Este, que sólo tenía en aquella zona, según se comprobó después, un espesor de tres a cuatro metros, al ser comprimido oblicuamente por el empuje del relleno sobre el muelle, deslizó sobre el terreno firme, a favor de la pendiente de éste, tan pronto como las socavaciones frente al muelle rompieron su equilibrio.

Sensible es que no se hubiese sondeado previamente el terreno, que *a priori* se creyó constituido por una capa de fango muy profunda. Seguramente que entonces se hubieran cimenta-

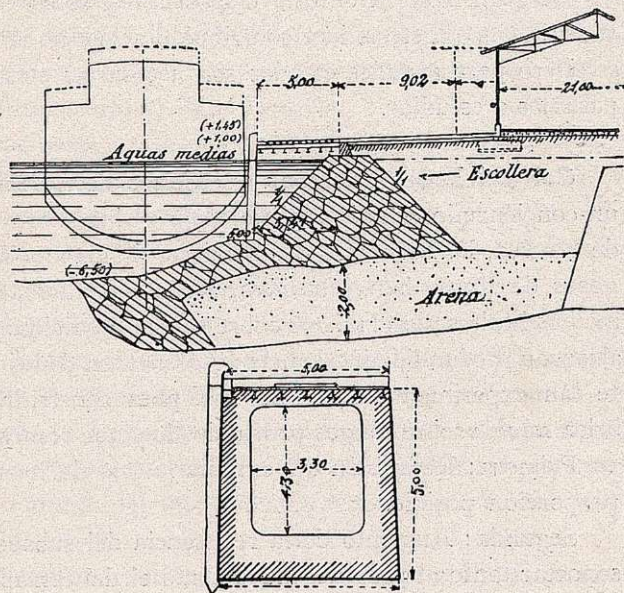


Fig. 229. Muelle de Túnez y sección de las pilas.

do las pilas del muelle sobre el terreno firme, evitándose los enormes perjuicios ocurridos.

En Túnez parece haberse obtenido mejor resultado con un procedimiento análogo.

Para constituir el suelo artificial se dragó también en el fango un espesor de dos metros, sustituido con arena pura. Se extendió sobre ésta una escollera de caliza de 5 a 50 kilogramos de peso con una anchura de 24 metros (fig. 229).

Sobre la escollera, enrasada con piedra menuda por medio de buzos, se construyeron en seco, por medio de paredes móviles, las pilas de fábrica de $2,70 \times 5,40$ metros de base. *Pero se tuvo la precaución de aligerar estas pilas* con un hueco central de $4 \times 3,30$ metros.

Sobre estas pilas se apoyaron viguetas metálicas cubiertas por palastro ondulado y 0,10 metros de hormigón pobre, que constituyó el cimientó del pavimento de entarugado de madera. Entre las pilas se contuvo el terraplén por otro escollerado, que se coronó con un murete de fábrica.

La gran ligereza de esta disposición y sobre todo su pequeña altura de cinco metros, han contribuido a que no se malogre el muelle.

Pero para grandes calados son necesarias otras disposiciones que pasamos a estudiar.

Con colchones de arena y cajones de hormigón armado.—De un concienzudo estudio realizado por el ingeniero director del puerto de Huelva, D. Francisco Montenegro, de los muelles en terrenos fangosos de Rotterdam, Ymuiden, Kobe y Makassar (1), y de experimentos hechos por el mismo sobre los fangos del puerto de Huelva, que alcanzan profundidades de más de 20 metros, dedujo muy racionalmente tan experimentado técnico que para construir un muelle de fábrica estable sobre fangos profundos hay que resolver dos dificultades:

Primera: Reducción del empuje lateral del terraplén en la mayor proporción posible.

Segunda: Aumento de la resistencia del subsuelo para que pueda soportar tanto el peso del muro como el del terraplén.

La solución radical de estas dificultades consiste sencillamente

(1) En la *Revista de Obras Públicas* de 19 y 26 de enero y 2 de febrero de 1911, el Sr. Montenegro reproduce todos los muelles construidos en Rotterdam y los detalles y cálculos de los cajones que se han construido en Huelva.

en *sustituir el terreno malo por otro bueno*, lo que es muy factible cuando se dispone, como en el puerto de Huelva, de poderosos medios de dragado.

Para conseguirlo se excavó en el fango una zanja longitudinal

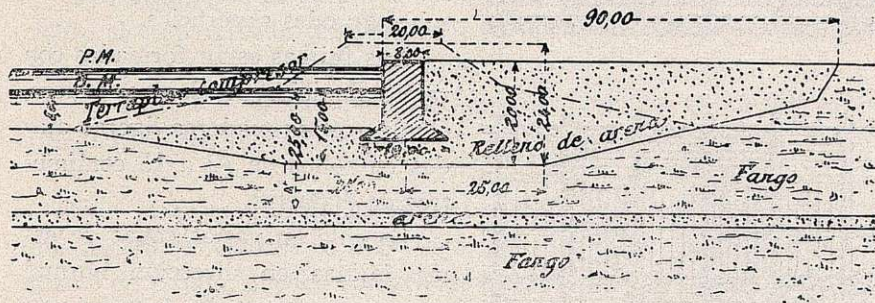


Fig. 230. Muelle de Huelva.

de 50 metros de anchura hasta la cota de B. M. de — 15 metros (figura 230), con extensos taludes de ambos lados; se *sustituyó este fango por arena, recreciendo este terraplén hasta un nivel de cuatro metros por encima de la futura rasante de los muelles.*

Con estas operaciones se consiguió el doble objeto de oponer una masa considerable de arena *al empuje lateral* de los fangos de la margen; al mismo tiempo se produjo sobre el fondo de la excavación una presión de unos cinco kilogramos por centímetro cuadrado, casi doble de la que el muelle cargado ha de ejercer.

Una vez que el equilibrio de esta enorme sobrecarga quedó comprobado, se dragó la arena del terraplén hasta la cota — 10, y sobre el colchón de arena de cinco metros de espesor que aun queda, se fondearon los cajones de hormigón armado descritos en el capítulo X, página 241, que con su amplia base de 17 metros resistirán con amplitud el reducido empuje del terraplén de arena que volverá a sustituir el dragado (1).

Con estas precauciones puede confiarse en la estabilidad permanente de ese muelle de gran calado, a pesar de la profundidad excepcional de aquellos fangos.

(1) Las obras de este muelle de Huelva comenzaron en febrero de 1924, y están próximas a terminarse cuando se imprime esta segunda edición (1930).

Con enfajinados.—En Holanda, desde tiempo inmemorial, se sustituye el suelo, frecuentemente fangoso, de aquellos ríos por plataformas enfajinadas de gran extensión y grueso, que reparten las presiones de muros y terraplenes sobre grandes superficies.

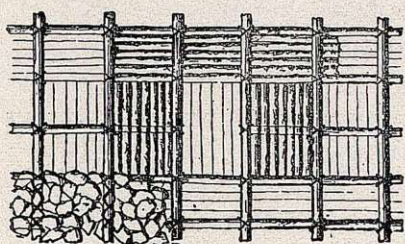
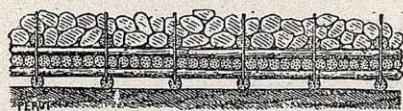


Fig. 231. Enfajinados.

Las fajinas están formadas con ramas flexibles de álamos, sauces, olmos y otras maderas ligeras atadas en rollos de 10 a 15 centímetros de diámetro.

Se colocan varias capas de estas fajinas en dirección normal unas a otras y atadas entre sí con cuerdas alquitranadas (fig. 231).

Una vez dragado el terreno en que ha de cimentarse, se transporta allí por flotación la plataforma de fajinas, previamente fabricada, y se la fondea lastrándola con una capa de escollera. En la planta de la figura se representan las fases sucesivas del enfajinado.

A veces, con objeto de alcanzar grandes profundidades de ci-

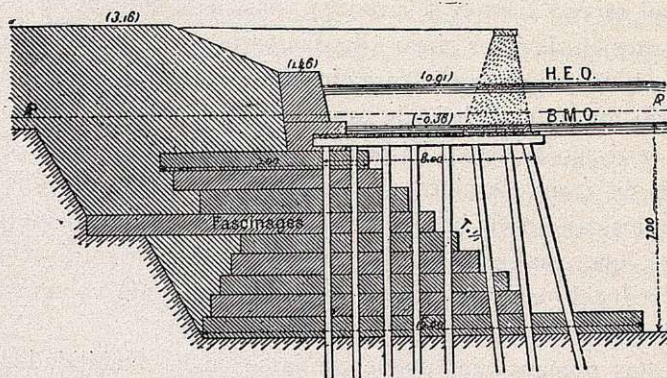


Fig. 232. Muelle de Rynhaven.

mientos, sin cargar sensiblemente el terreno, el número de plataformas enfajinadas es considerable.

En el nuevo muelle de Rynhaven, en Rotterdam (fig. 232), se pu-

sieron nueve plataformas de unos 0,75 metros de grueso, cuyo principal objeto era el de contener el empuje del terraplén. Este se apoyaba principalmente sobre un muro de pie y se revestía su talud con un encachado en seco, hasta obtenerse el equilibrio del terraplén.

Por último, se construía el verdadero muro muelle, que se apoya sobre el emparrillado del pilotaje y se rellenaba el hueco con gravas ligeras para reducir así los empujes.

En España no se ha aplicado este procedimiento, que puede sustituirse ventajosamente por otros.

Con plataformas de hormigón armado.—Cuando el terreno en que quiere cimentarse es muy flojo, pero queda descubierto en bajar o en estiaje, pueden construirse plataformas rígidas de hormigón armado, de superficie bastante para que la presión por centímetro cuadrado sea inferior a la que el terreno resiste (1).

Este procedimiento de cimentación se emplea con gran frecuencia para tajeas y alcantarillas, y hasta para pontones, construyendo una plataforma general, según vimos en el primer tomo (página 251), con lo que no sólo se reduce la presión sobre el subsuelo a cifras insignificantes, sino que la parte central de la plataforma, situada entre los apoyos, sirve como zampeado y defensa del lecho contra las socavaciones que pudieran producirse.

Cuando se temen deslizamientos laterales de la plataforma por los empujes oblicuos a que puede estar sometida la obra, puede combinarse el sistema de plataforma de hormigón armado con un pilotaje que la clave y sujete contra el suelo, como hemos indicado en la figura 233.

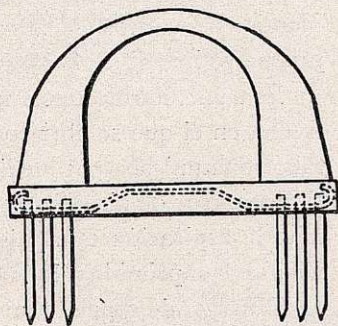


Fig. 233.

Se obtienen así otras ventajas: la de que se añade la adherencia lateral de los pilotes a la reacción vertical del terreno comprimido

(1) Los terrenos fangosos resisten poco más de 1 kg./centímetro cuadrado. Así es que no debe someterseles a presiones superiores a 0,5 kg./centímetro cuadrado. En cada caso deben hacerse experiencias para comprobar la resistencia efectiva del terreno.

por la plataforma, y que, además, se comprime el terreno comprendido entre los pilotes.

Sin embargo, para tener la seguridad de que los pilotes contribuyen a la resistencia, es imprescindible asegurarse de la perfecta rigidez de la placa o plataforma armada y de que ésta no estará sometida a esfuerzos de flexión producidos por la adherencia desigual de los pilotes, que muchas veces se aflojan al pasar algún tiempo de su hinca (1).

§ II. Por petrificación del suelo con inyecciones de cemento.

Injectando cemento en polvo o en lechadas, o con morteros flúidos, en los poros de un suelo de arenas o gravas, se *petrifica* un terreno permeable, transformándolo en un macizo compacto, que puede ser el propio cimiento.

Con inyecciones de cemento.—La primera aplicación que conocemos consistió en inyectar cemento en polvo, por aire comprimido, dentro de la arena sumergida (2).

Una vez limitado por un recinto de pilotes y tablestacas el volumen del suelo que se quiere transformar en mortero, se divide su planta en cuadros de 20 a 25 centímetros, y en el centro de cada prisma se introduce la lanza de inyección.

Era un tubo de unos 38 milímetros interiores, estirado en su extremo, en el que se abrieron agujeros de unos nueve milímetros. Este tubo comunicaba por medio de una manguera de goma reforzada con el compresor de aire. Sobre dicho tubo se injerta un inyector, que permite la aspiración e impulsión del cemento en polvo por la corriente del aire comprimido a lo largo del tubo.

El polvo de cemento, arrastrado por el aire a través de las arenas, queda retenido por las arenas mojadas que envuelven el extremo del tubo.

Al levantarse éste y cesar en aquella zona la inyección del aire, la arena húmeda asienta y constituye un mortero con el cemento que

(1) Un incidente de esta índole ha sido descrito en un artículo sobre "Inyecciones de mortero", por D. Alfonso Peña.—*Revista de Obras Públicas* de 1.º de mayo de 1926.

(2) *Fondations par injection de ciment au moyen de l'air comprimé*, par M. Chemin.—*Annales des Ponts et Chaussées*, 1895, primer semestre, pág. 108.

la envuelve. Al cabo de unos días el aluvión se ha transformado en mortero que endurece de día en día.

El tubo se suspende de una grúa móvil, para facilitar su movimiento.

Conviene, además, que el aire comprimido esté algo caliente, para evitar que el enfriamiento que se produce por la aspiración del cemento no provoque la precipitación del vapor de agua sobre el cemento, cuyos grumos, al fraguar, podrían obstruir el eyector y los agujeros de la lanza.

El cemento que ha de inyectarse se proporciona con los volúmenes correspondientes a cada inyección.

Con inyecciones de lechadas de cemento o mortero.—Pero desde entonces acá se han generalizado singularmente las inyecciones de mortero fluido de cemento, merced a la práctica adquirida de los compresores de aire, que constituyen uno de los medios auxiliares de mayor utilidad en la ejecución de las obras.

Creemos, pues, que la petrificación de los aluviones permitirá resolver muchos problemas de cimentación con economía y rapidez.

Examinemos algunas de sus aplicaciones.

Recalzos de cimientos.—En muchos viejos puentes españoles, y especialmente en algunos de la provincia de Madrid, cimentados a la antigua usanza con precarios pilotajes y emparillado de madera, en los aluviones de cauces torrenciales, ha sido preciso recalzar los cimientos socavados (1).

Para ello se construyen primero unas ata-

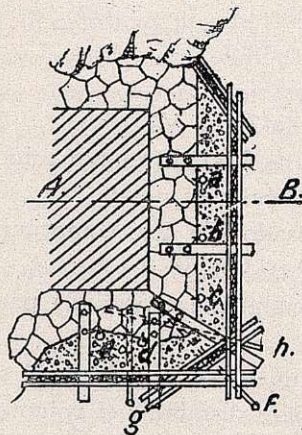


Fig. 234.

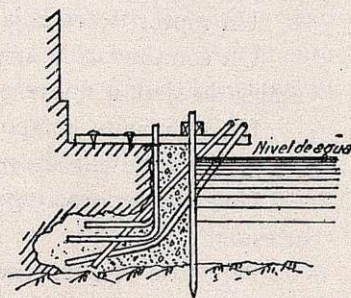


Fig. 235.

(1) Detallado en la *Revista de Obras Públicas* de 1.º de abril de 1926. Trabajos ejecutados bajo la dirección del ingeniero jefe D. Francisco de Albacete, por el Ayudante D. Aurelio Arnal.

guías de hormigón (figuras 234 y 235), que encierren toda la parte del cimiento socavado, y se dejan empotrados en el hormigón unos tubos de acero de cinco centímetros, dispuestos en abanico, de modo que sus extremos estén en alturas y situaciones diferentes.

La instalación para las inyecciones (fig. 236) comprende:

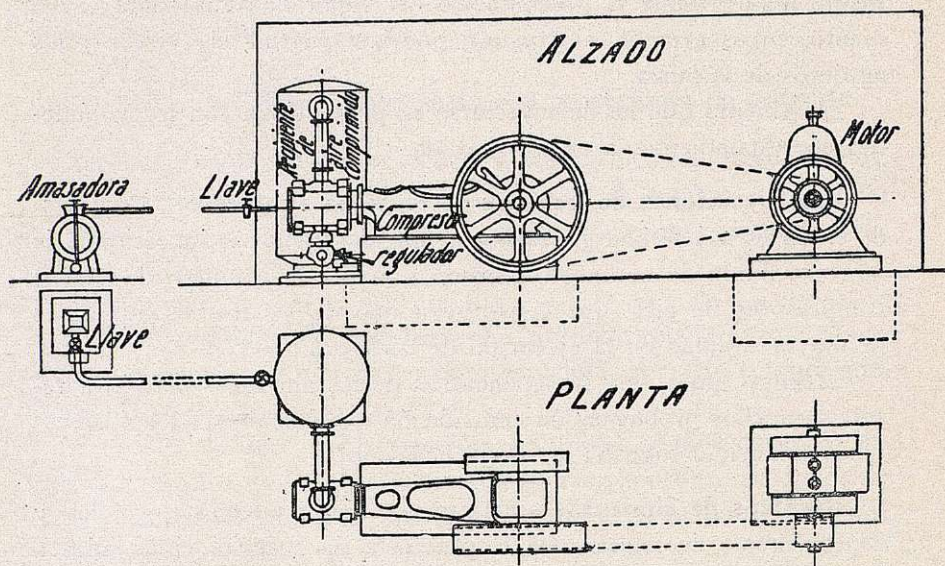


Fig. 236.

Un motor de esencia de 20 C. V.

Un compresor de aire de 3.900 litros por minuto y presiones normales de siete a nueve atmósferas.

Un recipiente compensador de aire comprimido con manómetro, purgador y válvula de seguridad; y

Una amasadora, especialmente construída para las inyecciones a presión.

Antes de empezar la inyección se rellena el socavón con piedras y cantos bien retacados, para disminuir el volumen de los huecos.

Los tubos llevan en su extremo superior una rosca para atornillar en ella las mangueras flexibles que desde la amasadora han de servir para la inyección de la lechada de cemento.

Se inyecta primero agua por cada uno de los tubos, para limpiar

de fango todo el socavón, y una vez que sale el agua limpia por los demás tubos, se procede a la inyección de cemento, a razón de 100 kilogramos de portland por 80 litros de agua, pues aquí no se creyo conveniente añadirle arena.

Los tubos se van retirando a medida que se observa que el cemento ha macizado todos los huecos, lo que se advierte porque sale la lechada por los tubos inmediatos.

Los gastos de recalzo de una pila y un estribo (en 1925), en las que se inyectaron 50 toneladas de portland, fueron de 33.000 pesetas, coste elevado, por efecto del pequeño volumen de fábrica a realizar (1).

Cimientos completos.—Es evidente que en muchos terrenos de aluvión se puede con este procedimiento *petrificar el lecho*, constituyendo con su arena y gravas un monolito de hormigón de mayor compacidad que los hormigones sumergidos, que, además, en estos casos exigen un costoso dragado previo del terreno.

Por medio de un recinto de tablestacas metálicas, que pueden retirarse después, o de hormigón armado, que constituyen una defensa y un refuerzo del propio cimiento, se debe contener lateralmente la dispersión del cemento inyectado.

Por el fondo, en cambio, puede extenderse el cemento con más libertad; pero el desperdicio del mortero puede siempre limitarse, una vez que se haya conseguido solidificar el terreno en la profundidad que se necesite alcanzar para sustraerlo a las socavaciones.

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que cuando los lechos sean de arena fina y compacta, la inyección de las lechadas de cemento es muy difícil, a menos de emplear cemento en polvo, como en el ejemplo antes citado.

A medida que los aluviones son más gruesos y los huecos mayores, por tanto, se facilitan las inyecciones y puede añadirse arena al cemento en proporción que puede llegar a ser la de los morteros ordinarios, de 300 kilogramos de portland por metro cúbico de arena.

Si la corriente subálvea fuese sensible, puede convenir el empleo de cementos rápidos.

(1) Hoy día, la Jefatura de Obras públicas de sondeos, de que hablamos en la pág. 41, dispone de seis equipos de inyección para sus diversos objetos.

Saneamiento de terrenos fangosos.—Para consolidar un terreno desigual y flojo de arenas y fangos, con algunas capas de arcillas, en el que una gran placa de hormigón armado sobre pilotes de madera no bastó para resistir siquiera la carga de los macizos de hormigón para basamento de las máquinas, nuestro compañero D. Alfonso Peña, que fué posteriormente consultado, propuso y empleó con éxito la inyección bajo la placa, de mortero de 400 kilogramos de portland por metro cúbico de arena, al que se añadió una cuarta parte de polvo de escorias (1).

Con seis atmósferas de presión se llegó a inyectar hasta siete metros cúbicos por algunos agujeros abiertos en la placa, con un total de 45 metros cúbicos en 14 orificios.

Posteriormente y en el contorno del edificio, a un metro de él y a tres metros de distancia unos de otros, se realizó una serie de sondeos en el terreno, por los que se inyectó la misma mezcla, consiguiendo así sanear por completo un suelo antes inundado de agua y consolidarlo visiblemente, formando una base capaz de dar reacción sobre la placa, para que ésta no sufriera las flexiones que la habían quebrantado.

Consolidación de pedraplenes.—En el dique Norte del puerto

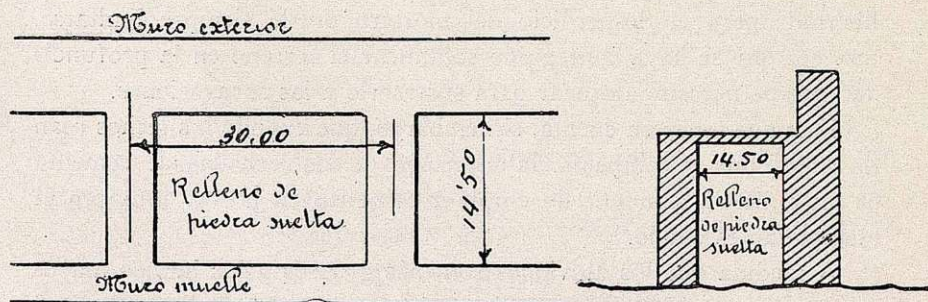


Fig. 236 bis.

del Musel (Gijón), el director de aquellas obras, D. Eduardo de Castro, está también empleando en gran escala las inyecciones de mor-

(1) Pueden leerse interesantes detalles de esta aplicación en un artículo del Sr. Peña, en la *Revista de Obras Públicas* de 1.º de mayo de 1923.

tero para consolidar 60.000 metros cúbicos de escollera menuda entre muros longitudinales y transversales que constituyen el entramado de aquel dique (1).

Esta piedra suelta se desparrama con facilidad en cuanto se abre un boquete en cualquiera de los muros por el que sale el material de relleno; queda entonces el material de los muros aislados, sin la resistencia para aguantar los embates del mar (fig. 236 bis).

Para evitarlo se aglomera el relleno hasta por debajo de la bajamar, por medio de inyecciones de mortero de cemento.

Se realiza la operación en la forma siguiente (figura 237):

Con una perforadora movida por aire comprimido se hace un agujero a través del relleno con una barrena ordinaria, cuya boca, de seis biseles, tiene un diámetro de siete centímetros.

Muchas tentativas se hicieron para poder introducir un tubo en el agujero después de haber sacado la barrena: se desmoronaban las paredes y se obstruía el camino que el tubo debía seguir.

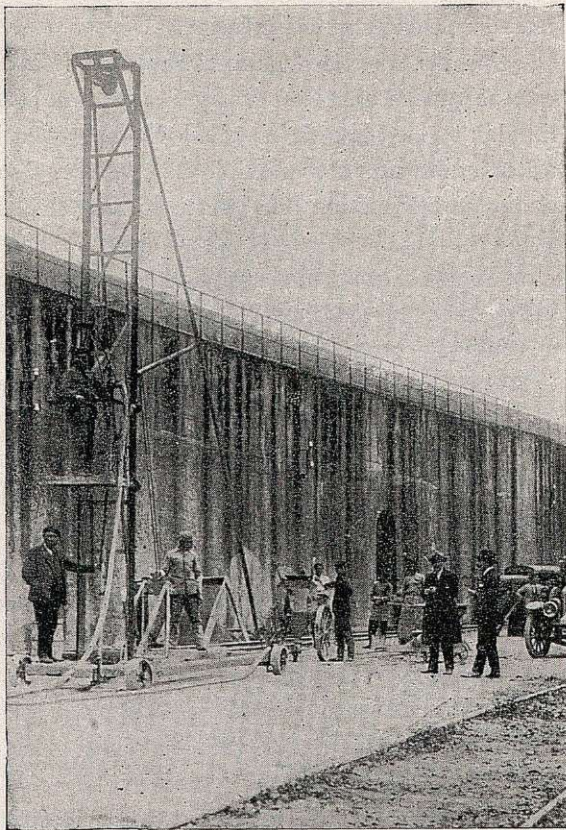


Fig. 237.

(1) Se detallan estas operaciones en la *Revista de Obras Públicas* de 15 de mayo de 1926.

Para conseguir que entre con facilidad se atornilla al extremo superior del tubo una pieza de análoga forma a la de las culatas de las barrenas, y sobre ella actúa el martillo de la perforadora; nada se hace en la extremidad inferior.

Una vez que ha llegado el tubo a los siete metros de profundidad que se quiere alcanzar, y lavado su fondo con agua a presión para limpiar su extremo de obstáculos, empieza la inyección por el tubo de acero unido por otro flexible al inyector. Este lleva un recipiente en el que se mezcla con una fuerte corriente de aire la arena, el cemento y el agua; es decir, que el mismo inyector hace el papel de amasadora. Una vez la mezcla bien hecha, se la inyecta con una presión de siete kilogramos por centímetro cuadrado, suficiente para formar un hormigón muy compacto.

Cuando no se puede inyectar más, se saca el tubo unos 50 centímetros y se continúa la inyección hasta que su boca inferior llegue a unos 80 centímetros del suelo.

Con cada perforación se consolida una zona de dos a tres metros de diámetro. Se hace primero una fila de inyecciones a dos metros de distancia, y los siguientes dos metros de la anterior, y a tresbolillo.

Con seis obreros se pueden así inyectar diariamente 12 metros cúbicos de mortero, que consolidan unos 36 metros cúbicos de relleno, convirtiéndolo en hormigón.

El aire para la perforadora y para el inyector se comprime por un motor eléctrico de 55 caballos acoplado al compresor.

Dosificaciones de los morteros.—Respecto a la dosificación de los morteros puede variar con arreglo al objeto que se persiga y a la calidad de los aluviones que se trate de solidificar.

Para petrificar suelos de arena compacta hay que emplear cemento en polvo o lechadas de cemento puro; a medida que los huecos del aluvión sean más gruesos, puede aumentarse la proporción y el grueso de las arenas del mortero, y hasta emplear gravillas, si se trata de consolidar gruesos aluviones o escolleras, forzando entonces la presión del inyector con dosificaciones de 400 a 500 kilogramos por metro cúbico de arena.

Si se trata sólo de comprimir el terreno ocupando sus huecos, basta una mezcla pobre con materiales áridos que circulen bien (arenas con escorias de alto horno o con granos finos de puzolana, trass,

etcétera) y presiones de seis a ocho atmósferas, cargando el terreno superficialmente para evitar que estalle y que se entumezca.

En terrenos sumergidos, y principalmente por aguas saladas o selenitosas, conviene asegurarse si se deslava el mortero inyectado o si, como ocurre muchas veces, no traba éste con el fango. Entonces, opina el autor, como el Sr. Peña en su citado artículo, que será mejor emplear cementos rápidos del tipo Zumaya, pues en el amasado en hormigonera y tiempo de inyección no se tarda más de diez o doce minutos por pastada de un metro cúbico, dando, por tanto, tiempo para efectuar las operaciones antes de que se inicie el fraguado.

Para acelerar el fraguado, en el dique del Musel antes citado, la dosificación del mortero era en volumen de uno de portland, 0,50 de cemento rápido de Zumaya y 1,5 de arena; pero se perdía mucho tiempo en la limpieza frecuente del eyector por efecto del rápido fraguado del Zumaya, que obstruía el tubo; por esta razón se sustituye hoy este cemento rápido con puzolana alemana de Andernache.

Conclusión.—La reseña de estas aplicaciones y el éxito obtenido por los ingenieros del Metropolitano de Madrid con inyecciones de arenas y morteros, de que luego hablaremos al ocuparnos de los procedimientos para comprimir el suelo, demuestra el ancho campo que se abre al nuevo procedimiento de petrificación de todos los terrenos de aluvión.

Aun en lechos subálveos, el deslavado de los morteros será mucho menos sensible que en los hormigones sumergidos, y el terreno solidificado con inyecciones será más resistente que aquellas fábricas de dudosa homogeneidad.

Es, pues, seguro que los hormigones sumergidos están llamados a desaparecer y sustituidos por estas petrificaciones del terreno con inyecciones de cemento o mortero.

§ III. Por defensa del lecho.

En lechos socavables de aluvión hay que profundizar bastante los cimientos para sustraerlos a los efectos destructores de las socavaciones.

Pero como estos terrenos son, generalmente, muy permeables, los



agotamientos son costosos y resulta también difícil a veces la hinca de pilotes.

Pueden suprimirse las contingencias de una cimentación profunda, defendiendo *todo el lecho del cauce* debajo de la obra y en sus inmediaciones.

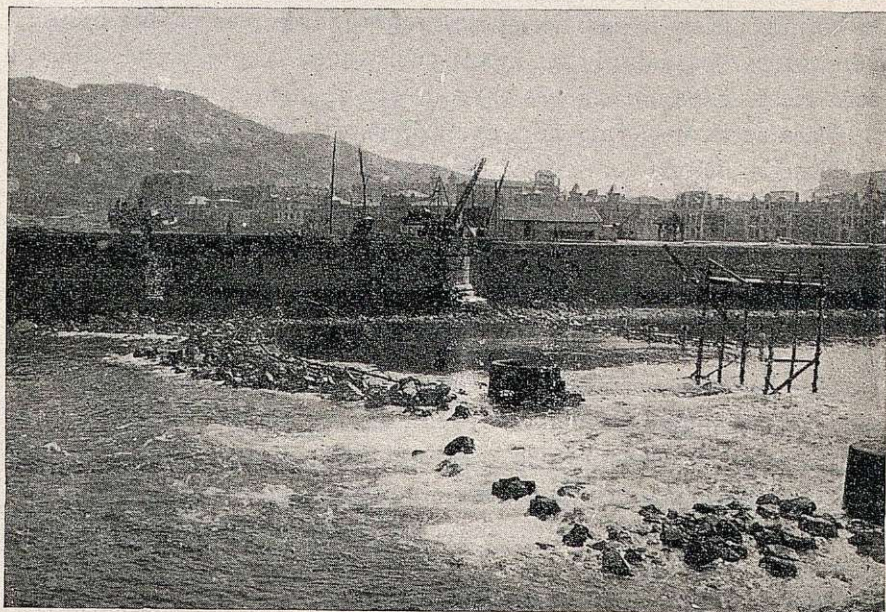


Fig. 238. Construcción de la defensa de escollera en el puente del Kursaal (San Sebastián):

Con escollera.—El procedimiento más económico es extender una capa general de escollera a través de todo el cauce y con una anchura algo superior a la de la obra.

Las piedras deben ser de bastante dimensión y peso, para que no las arrastre la corriente más violenta que pueda producirse en avenidas.

A ser posible, conviene regularizar la superficie de esta defensa.

Una vez asegurada la permanencia del lecho, en las inmediaciones de la obra, los cimientos de sus apoyos no necesitan profundizarse. Basta construir para ello una plataforma de extensión suficiente para resistir a la máxima presión. Pero como esta clase de aluviones socavables puede someterse a presiones de dos a cuatro kilo-

gramos por centímetro cuadrado, no suele ser preciso ejecutar extensas plataformas, sino simples soleras de hormigón ordinario.

Los zameados de escollera se emplean frecuentemente como defensa de cimientos ordinarios, según veremos en el capítulo XIII.

Pero hay casos, como nos ocurrió, por ejemplo, en el puente del Kursaal, en San Sebastián (fig. 238), en que, más que defensa de los

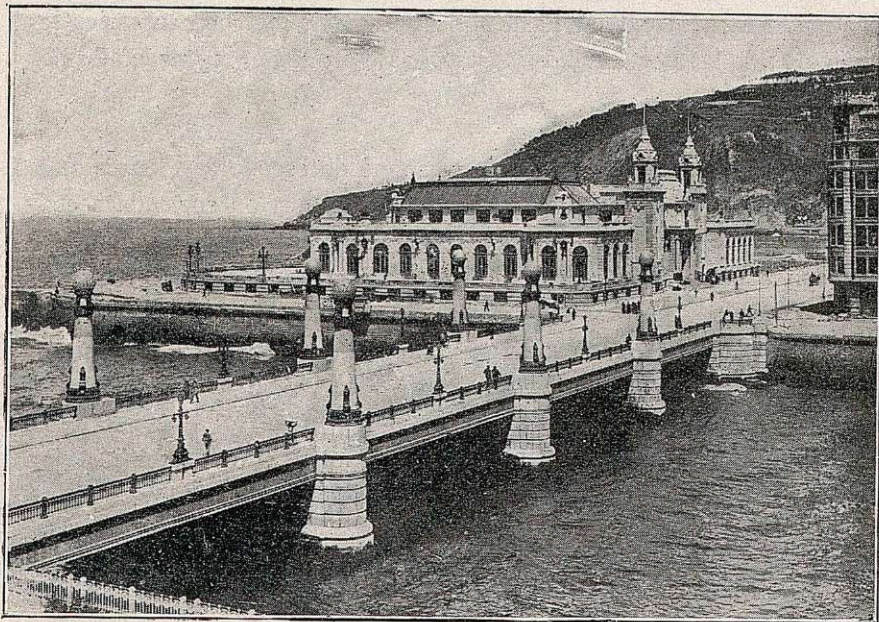


Fig. 239. Puente del Kursaal (San Sebastián) después de terminado.

cimientos, la escollera vertida en todo el cauce constituye un zameado general (1).

En este puente, situado en la misma desembocadura del río Uru-mea, en el mar Cantábrico, hubimos de luchar con grandes dificultades de cimentación, por efecto de las mareas y de las violentas resacas de la barra. Por temor a las contingencias del aire comprimido en un emplazamiento tan expuesto a violentos oleajes, nos decidimos a cimentar por agotamientos (2); pero no siendo prácticamente posible

(1) La fotografía de la figura 238 representa el comienzo de las obras del zameado general de escollera, que se completó y enrasó posteriormente.

(2) Ya referimos en la página 198 la destrucción por las resacas de los cajones de hormigón armado, preparados para ese mismo puente.

perseguirlos más allá de tres metros de profundidad, por el sifonamiento de las arenas por debajo del recinto, nos decidimos a reforzar esta cimentación con un zampeado general de escollera, de unos 50 centímetros de grueso, tirada debajo del puente y a unos cinco metros aguas arriba y 10 metros aguas abajo. No ha sufrido lo más mínimo esta defensa desde el año 1918, en que se ejecutó, y desde luego en este caso ha resultado mucho más económico que si nos hubiésemos obstinado en profundizar hasta los cinco o seis metros necesarios los cimientos de los dos estribos y tres pilas del puente, representado por la figura 239.

Con gaviones.—Cuando no se dispone de escollera y, en cambio, como ocurre con frecuencia, estos lechos de aluvión socavables contienen gravas gruesas, se puede sustituir la escollera por gaviones, que son cajas o colchones de alambre galvanizado rellenos de aquellas gravas.

Estos gaviones tienen la gran ventaja de que, aunque fueren socavados en algunos de sus extremos, no son arrastrados por la corriente, sino que se pliegan al terreno.

La dimensión de las mallas del tejido metálico debe ser inferior al tamaño de la piedra de que se dispone para su relleno.

Es indispensable que el alambre de las cajas o colchones esté bien galvanizado, y ocurre con frecuencia que los légamos que arrastran las crecidas, no sólo rellenen los intersticios de la piedra, formando un hormigón de tierra, sino que incrustan el alambre con una capa protectora. Sin embargo, al borde del mar suelen estos alambres oxidarse y destruirse rápidamente, a pesar de su galvanizado.

En España y en Marruecos hemos defendido con gaviones multitud de cauces, amoldándolos al terreno y en toda la anchura cubierta por las aguas, *sustituyendo así la superficie socavable* por otra más resistente a las erosiones de las avenidas.

Así hemos podido substituir muchos puentes con grupos de pontones constituidos por tramos rectos de H. A., sobre palizadas de pilotes de igual material, hincados a cuatro o cinco metros con martinetes ligeros, con enorme economía y velocidad sobre todas las demás soluciones posibles.

Ninguno de estos puentes, algunos ejecutados desde hace veinte años, ha sufrido accidentes, a pesar de que uno de ellos, en Tetuán

(figura 240), sufrió una avenida cuyo nivel sobrepasó al de los andenes.

En cambio, en otro inmediato, llamado del Mogoté, a cinco kilómetros aguas arriba, con igual disposición, construido con mucha urgencia por imperativas necesidades militares, y en el que, por la aparente dureza del terreno, creímos poder prescindir de la defensa de gaviones, fueron socavadas dos de sus palizadas, ocasionando asientos de las mismas y en los tramos respectivos de 20 a 30 centímetros.

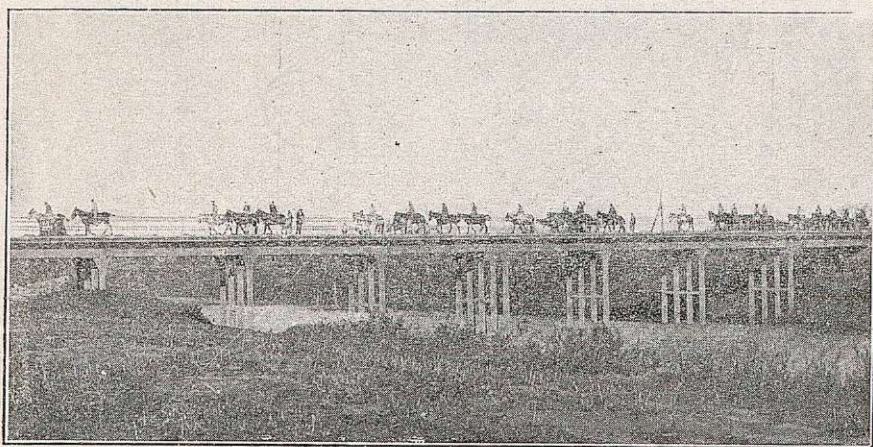


Fig. 240. Puente en Tetuán.

Hubo que reforzar las palizadas con pilotes suplementarios y tajamares y preceder a la defensa del lecho con gaviones, lo que ha bastado para mantener intacto este puente desde hace quince años, a pesar del intenso tránsito que han exigido nuestras operaciones militares entre Tetuán y Xauen.

Con zampeados de fábrica u hormigón armado.—En algunos ríos muy socavables, los ingenieros franceses han llegado a defender el lecho mediante grandes y costosos zampeados de fábrica hidráulica, que constituían los propios cimientos de los apoyos.

Como tipos clásicos de este procedimiento citaremos dos ejemplos: En el puente-acueducto sobre el Allier (fig. 241), el zampeado ge-

neral de hormigón mampostado está defendido aguas arriba y aguas abajo con dos *rastrillos* más profundos, rellenos de hormigón sumergido entre recintos de pilotes y tablestacas.

En el puente sobre el Ain, para el ferrocarril de Lyon a Ginebra (figura 242), se llegó a más; el zampeado, en su parte central, está

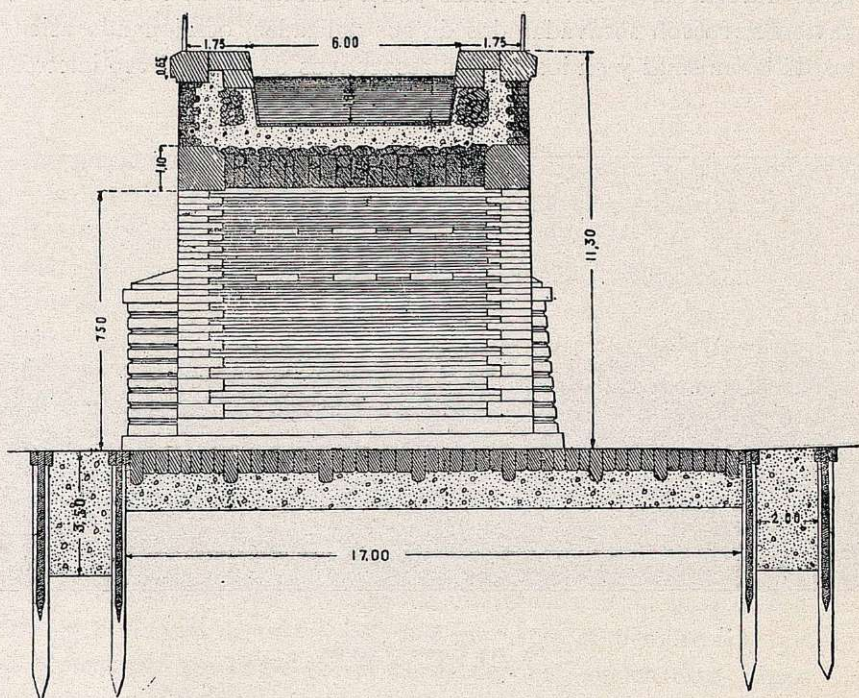


Fig. 241. Zampeado del puente-acueducto sobre el Allier.

formado por una serie de bóvedas de hormigón invertidas, con el intradós reforzado por mampuestos concertados y sillares labrados. Asimismo, aguas arriba y aguas abajo, se prolonga el zampeado central por dos superficies alabeadas, con despieces y coste similar al de las bóvedas oblicuas.

Estos procedimientos, a pesar de su gran coste, mucho más elevado que el de otros sistemas de cimentación modernos y seguros, son, además, precarios, pues en grandes avenidas pueden ser destruidos los zampeados más resistentes por la socavación de aguas abajo, que se va corriendo aguas arriba.

No deben, pues, imitarse, y aun en los casos en que, por circunstancias muy particulares, conviniera emplear zampeados generales, será siempre preferible realizarlos con hormigón armado. Deben entonces reforzarse, aguas arriba y aguas abajo, con dos tablestacados del

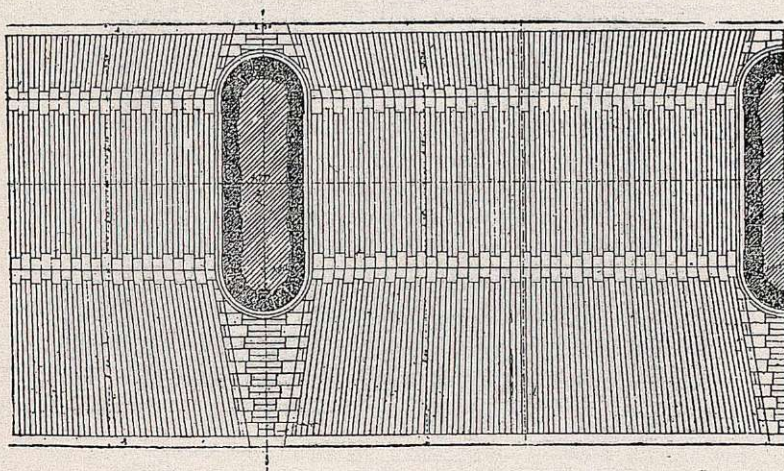


Fig. 242.—Puente sobre el Ain.

mismo material, cuyas barras se unan a las de la solera, y detenderse el tablestacado de aguas abajo con gruesa escollera o gaviones. Sería entonces una extensión a los cimientos de los puentes, de las plataformas de hormigón armado que hemos aplicado en pequeñas obras, según dijimos en el § I de este capítulo.

De igual forma pueden cimentarse grandes y pesados edificios en terrenos flojos y hasta fangosos, sobre placas de hormigón armado, a las que se puede dar también sección de bóvedas invertidas, que repartan uniformemente las presiones. Debajo de éstas, para mayor seguridad, se puede sanear y consolidar el terreno con inyecciones de mortero en la forma que hemos descrito en el § II de este capítulo.

§ IV. Por compresión del terreno.

Sistema Compressol.—Ya indicamos en el § I, *Plataformas de hormigón armado*, que podían éstas reforzarse y sujetarse, claván-

dolas al terreno con pilotes de hormigón armado que compriman el terreno a su alrededor.

Pero esta acción secundaria de compresión del terreno no es siem-

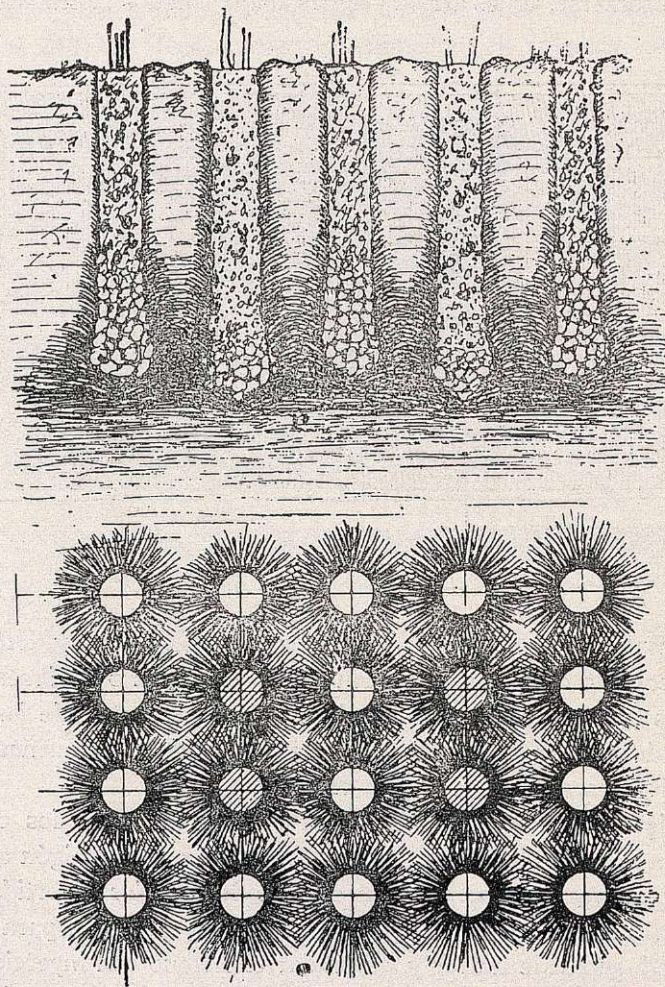


Fig. 242 bis. Compresión del suelo con pilotes Compressol.

pre eficaz, porque con frecuencia ocurre que los pilotes, con el transcurso del tiempo, aflojan su contacto con el terreno, porque éste *muellee*, por decirlo así.

En cambio, con los pilotes Compressol, de que nos hemos ocu-

pado en los capítulos IV, V y XI, aumentando el número de los pilonos y reduciendo su distancia horizontal, se puede intensificar cuanto se quiera la compresión del terreno y hacerle permanente.

No es preciso entonces rellenar con hormigón todos los pozos abiertos por la machina, sino verter y comprimir en aquellos pozos piedras y tierras arcillosas que, penetrando en los huecos ocupados por el agua, van expulsando ésta de todo el perímetro del pozo, hasta impermeabilizar sus paredes (fig. 242 bis). Se rellenan únicamente con hormigón los pozos centrales o la parte superior de todos los pozos.

Este procedimiento ha resultado eficaz para consolidar terrenos fluidos y movedizos; se puede perseguir el relleno de los pozos hasta hacerles absorber volúmenes seis veces mayores al de los pozos abiertos y hasta triplicar la densidad de la extensión de terreno que se quiere comprimir e impermeabilizar.

Aunque el procedimiento no es económico, hay casos en que resultará bastante más barato que los demás que pudieran emplearse para conseguir cimentar obras de gran peso sobre terrenos sin consistencia.

Por inyecciones de arena.—Entre las aplicaciones de compresión del suelo deben incluirse las de inyecciones de arena y morteros, que con gran éxito se han realizado en las obras del Metropolitano de Madrid.

En sus túneles, abiertos en el terreno arenoso que constituye el subsuelo de esta capital, aparecieron muchos huecos alrededor de los revestimientos, cuyos socavones hubiese sido costoso rellenar con fábrica.

Los ingenieros del Metropolitano, Sres. Otamendi y San Román, imaginaron entonces rellenarlos con inyecciones de arena a gran presión, y así se hizo por medio de compresores de siete C. V. por tubos de siete centímetros, trabajando hasta ocho atmósferas.

La arena, que conviene sea un poco gredosa, para que su arcilla actúe como aglomerante, se amasaba con agua en forma de papilla bastante consistente, y después de inyectada y seca, se pudo observar en todos los huecos examinados, que había adquirido una resistencia superior a la del terreno sano y compacto.

Es decir, que estas inyecciones sólo tenían por objeto sustituir



el terreno movedizo, comprimiéndolo enérgicamente. Sin embargo, en las inmediaciones de las casas y en aquellos sitios en que podía ser necesario aumentar la resistencia del suelo, se añadía cemento portland a la mezcla.

El ingeniero Sr. San Román, que fué quien personalmente dirigió estos interesantes trabajos, ha perfeccionado los aparatos de inyección con un sencillo mecanismo que permite el *empleo alternativo* del vacío para aspirar la mezcla del recipiente amasador y del aire comprimido para impulsar la misma mezcla, inyectándola a la presión que en cada caso convenga. En el nuevo inyector de San Román se ha conseguido que estas operaciones se efectúen automáticamente, lo que mejora mucho su manejo y rendimiento.

Lo que se desprende de todos estos ejemplos de inyección de arenas, cementos o morteros es que tales procedimientos mecánicos, que se prestan a una gama muy variable de aplicaciones, necesitan, o la presencia constante de un ingeniero que determine las dosificaciones de las mezclas y la presión con que han de inyectarse, o el auxilio de capataces especializados, sin lo que pueden ser estériles o engañosas las inyecciones.

§ V. Por congelación del suelo.

Congelando el agua que impregna el trozo de terreno en el que se quiere cimentar, puede también transformarse el suelo en un bloque de hielo que *permite el trabajo en seco*.

Nos limitaremos aquí a indicar los dos métodos de congelación que se han empleado (1).

Sistema alemán.—El primero, debido al ingeniero alemán Poetsch, consiste en hacer circular un líquido enfriado dentro de unos tubos que se hincan en sondeos preparados alrededor del suelo a congelar.

(1) Podrán consultarse sobre estos procedimientos: *Note sur des expériences de congelation des terrains*, par M. Alby. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1887, 2.º semestre.—*Modifications aux procédés employés pour la congelation des terres*, par M. Gobert. *Annales de Travaux Publics de Belgique*, février, 1902.—*Annales des Travaux Publics de Belgique*, août, 1910. (Obras de unión de una línea del Metropolitano de París, con un cajón hincado en el Sena.)



Se obtienen así, con temperaturas de -10 a -14° , arenas mezcladas con hielo, que resisten presiones de 100 a 150 kilogramos por centímetro cuadrado.

Se excava un pozo dentro del terreno congelado, dejando en el fondo y en las paredes el grueso suficiente para constituir una ataguía de hielo que defienda el pozo y permita la ejecución de la fábrica.

Los morteros hidráulicos que se emplean en esta fábrica fraguan después que cesa la congelación.

Sistema sueco.—El capitán sueco Lindmark modificó este procedimiento para ejecutar, en 1888, un túnel en Estocolmo, en una arena arcillosa muy mojada.

Lanzaba aire frío a -55° a unas cámaras de 80 a 160 metros cúbicos de capacidad pegadas al frente del túnel. Manteniendo esa temperatura durante sesenta horas, se congelaba el frente, que podían atacar los obreros durante doce horas, avanzando 0,30 metros cada día.

Todos estos procedimientos, aunque originales, resultan muy costosos y sólo pueden aplicarse en casos muy determinados, en los que no sean prácticos los sistemas corrientes de cimentación.

§ VI. Por saneamiento del suelo.

En estos últimos años, en Alemania sobre todo, se está empleando, en terrenos de aluvión, un procedimiento que podemos clasificar entre los de *transformación del suelo*, que son objeto de este capítulo.

Consiste en *sanear* el terreno en que ha de cimentarse, mediante una serie de pozos metálicos que lo circundan, en cuyos pozos se agota enérgicamente, hasta rebajar el nivel de las aguas freáticas al nivel de su fondo.

De esta manera se podrá excavar y cimentar en seco.

Si con la primera serie de pozos no se consigue rebajar suficientemente el nivel del agua, se hinca otro recinto de pozos más profundos hasta conseguir el drenaje necesario de la zanja.

Con cada recinto de pozos se puede conseguir rebajar el nivel de la capa de agua de tres a ocho metros (cinco metros por término medio).

Si el fondo de la excavación que se persigue fuera aún más hon-



do que el nivel que se puede alcanzar con un primer recinto de pozos, se excava hasta el primer nivel obtenido y se establece en el talud una segunda fila de bombas (fig. 243).

La proximidad y el número de pozos de cada escalón debe aumentar del recinto superior al inferior, debido a que el caudal de agua a extraer aumenta con la profundidad.

Debe tenerse muy presente que cada escalón de pozos sólo ha de

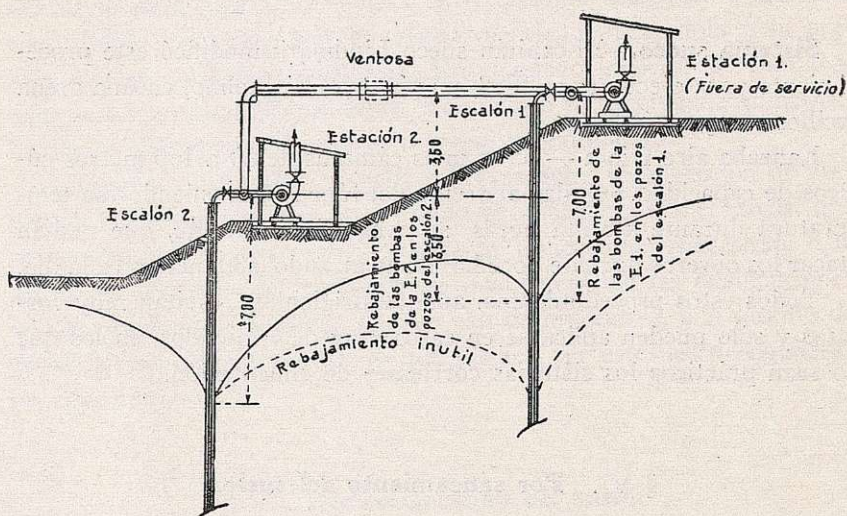


Fig. 243

hincarse hasta la profundidad necesaria para la buena utilización del inmediatamente inferior, diferencia fundamental entre esta clase de pozos y los artesianos de abastecimiento.

En éstos se trata de obtener la mayor cantidad de agua, por lo que los pozos deben llegar hasta el fondo de la capa acuífera. En cambio, cuando sólo se trata de rebajar el nivel de las aguas subálveas, con el menor agotamiento posible, no necesitan los pozos sino alcanzar las profundidades indispensables para conseguirlo.

Tampoco se deben hacer trabajar por igual todas las bombas de los diferentes escalones, sino que, en general, sólo trabajará a fondo la del último escalón, y las otras tan sólo lo necesario para el mejor aprovechamiento de los escalones inferiores.

Así, en el croquis de la figura 243, en el que se ha representado

una conexión en sifón invertido, bastaría con el trabajo de las bombas de la segunda estación, con lo que se obtendría la curva de rebajamiento dibujada con línea llena; pues haciendo trabajar también a fondo la bomba de la estación primera, la curva de nivel rebajada sería la dibujada de trazos, con el trabajo en pura pérdida, que representa el obtener el rebajamiento del nivel de agua en la zona del subsuelo comprendido entre las dos líneas.

Los pozos se forman con tubos metálicos hincados en el terreno, cuyos diámetros varían de 0,15 a 1,50 metros, según los caudales de agua que se prevean. El extremo inferior del tubo va provisto de agujeros por donde penetra el agua; para que ésta no arrastre arenas se interpone por fuera de esa parte del tubo una tela metálica (1).

Se ha empleado este procedimiento para la cimentación en seco de casas de máquinas para saltos de agua y en grandes esclusas, en terrenos muy permeables.

En la nueva esclusa del canal de Sodertalge (Suecia), con terrenos de gravas, se emplearon 101 pozos, en tres escalones; 672 metros lineales de tubos de aspiración de 0,20 a 0,30 metros de diámetro y 877 metros lineales de tubo de desagüe de 0,30 a 0,45 metros de diámetro.

Se pudo rebajar el nivel del agua en 12 metros, llegándose a extraer con 33 bombas centrífugas de 70 HP. un caudal de dos metros cúbicos por segundo.

Respecto a las profundidades del nivel de agua que se alcanzan pueden ser muy considerables. En una esclusa del canal Kaiser-Wilhem, cerca de Holtenau, construida en los años 1909 a 1914, se llegó a un rebajamiento de la capa de agua subterránea de 22 metros.

La aplicación de estos procedimientos en casos análogos requiere un estudio minucioso del terreno y ensayos previos de impermeabilidad, así como del caudal de agua freática que circule en el subsuelo.

Por otra parte, la hinca y conexión de los tubos y el material de bombas y motores que exige, lleva consigo un gasto elevado.

(1) En el número de 1.º de julio de 1926 de la *Revista de Obras Públicas*, nuestro compañero D. Carlos Morales Lahuerta publica interesantes detalles de este procedimiento, que se encuentra también en los libros *J. Schulze: Grundwasserabsenkung in Theorie u Praxis*, y *Fr. Bergwald: Grundwasserabsenkungen für Gründung von Bauwerken*.



Pero no se evitará el albur inherente a todos los agotamientos, de que sólo es un perfeccionamiento habilidoso, por lo que, antes de recurrir a este procedimiento, deberán estudiarse otros sistemas de cimentación, tan seguros y probablemente más económicos, entre los muchos que hemos examinado anteriormente.



CAPITULO XIII

DEFENSAS, REPARACIONES Y ENSANCHES DE CIMIENTOS

§ I. Defensas.

Con escolleras.—Con fajinas.—Con gaviones.—Con rastrillos.—Con recintos de tablestacas.

§ II. Reparaciones.

Con hormigones sumergidos.—Con aire comprimido.—Con ataguías-cajones de hormigón armado.—Con inyecciones de cemento o mortero.

§ III. Ensanches.

Ocurre frecuentemente que, por escasez de recursos, tienen que ejecutarse los cimientos con peligrosas parsimonias. Hay que defenderlos entonces contra las más probables contingencias.

Otras veces, en obras antiguas, se observan socavaciones profundas o desviaciones de cauces, que ponen al aire y en peligro los cimientos. Es preciso acudir con rapidez a defenderlos, para evitar mayores males.

También sucede que, ya sea por destrucción de sus elementos, ya por empujes y trabajos superiores a los calculados, hay que reparar o reconstruir algunos cimientos.

Por último, puede necesitar el ingeniero ensanchar los puentes, y es casi siempre necesario aumentar los cimientos de los que existen.



Reseñaremos los procedimientos más corrientes de *defensas*, *reparaciones* y *ensanche* de estos cimientos.

§ I. Defensa de los cimientos.

Defensas con escollera.—Ya dijimos en el capítulo anterior, § III, que, en vez de consolidar todo el cauce del río por medio de un zampeado general de escollera, era más frecuente defender los cimientos algún tanto precarios por medio de gruesas piedras vertidas alrededor de los cimientos.

Conviene que este escollerado no sobresalga de la superficie del cauce, y para ello deben utilizarse los taludes de las excavaciones practicadas para el cimiento.

Deben también las piedras ser bastante gruesas para no ser arrastradas por las avenidas y regularizarse su talud o superficie para que no provoquen remolinos ni choques alrededor de los apoyos que defienden.

Es necesario, por último, sobre todo durante los primeros años después de su ejecución, vigilar estas defensas y repararlas, si en cualquier avenida se observase su desaparición o enterramiento.

Con este tipo de defensa hemos conseguido cimentar con sencillez y economía muchos e importantes puentes levantados en lechos profundos de arena.

En San Sebastián, el puente de María Cristina, sobre el Urumea (página 259), tiene sus pilas y estribos cimentados sobre una solera de hormigón de un metro y pilotes de hormigón armado de cinco metros. Con una defensa de escollera, que no excedió de 0,50 metros cúbicos por metro lineal de perímetro de solera, hemos conseguido consolidar tan ligero cimiento, construido en 1905, y que desde entonces no ha sufrido socavaciones sensibles (1).

Asimismo hemos defendido un gran número de apoyos en los puentes de la carretera de Ceuta a Tetuán, constituídos con palizadas y pilotes de hormigón armado, análogos al representado en la figura 238 del capítulo anterior.

(1) Ya citamos en el capítulo anterior el zampeado general de escollera ejecutado sobre el mismo río Urumea, para defender los cimientos del puente del Kursaal, también en San Sebastián y en la misma barra de la ría.

Defensas con fajinas.—Cuando se dispone de ramajes en abundancia, que permitan construir los enfajinados descritos en el capítulo XII, pueden defenderse las pilas con plataformas de esta clase (figura 244).

Se proporciona su ancho a la profundidad que se suponga que pueden alcanzar las socavaciones y se recubren de escollera, además de la que se entrelaza entre las mallas del colchón de fajinas. Cuando el terreno cede, la plataforma se pliega y amolda, bajando de AB a $A'B$. Se citan ejemplos de flexibilidad que han permitido a estas defensas replegarse hasta 20 metros de profundidad (1).

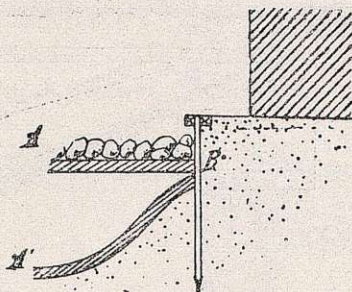


Fig. 244.

Defensas con gaviones.—Pero no siempre se dispone, económicamente hablando, de piedra bastante gruesa, ni de ramajes para fajinas, que permitan defender eficazmente los cimientos precarios.

Se sustituyen entonces estas defensas con los gaviones de tejido metálico, descritos en el capítulo anterior, § III, rellenos con la piedra de que se disponga y reduciendo su número e importancia a la necesaria para conseguir la defensa que se persigue, pero no en todo el ancho del río, sino solamente en aquellos cimientos que no inspiren confianza completa.

Así, por ejemplo, en el puente sobre el Lucus, del ferrocarril de Tánger a Fez, no encontramos en los estribos el terreno firme, sino en una capa de arcilla casi horizontal, situada a unos dos metros por debajo del río (figura 245).

Para reducir el gasto considerable que hubiesen ocasionado los cimientos de estribos profundizados hasta aquella arcilla, consideramos preferible defender con gaviones de piedra de balasto las dos márgenes del río en una zona de unos 26 metros de ancho, por debajo de los tramos inmediatos.

(1) En el pie de la presa de Scheur, en la desembocadura del Mosa.—*Croizette-Desnoyers*. Cours de constructions des ponts. Tomo I, página 288.

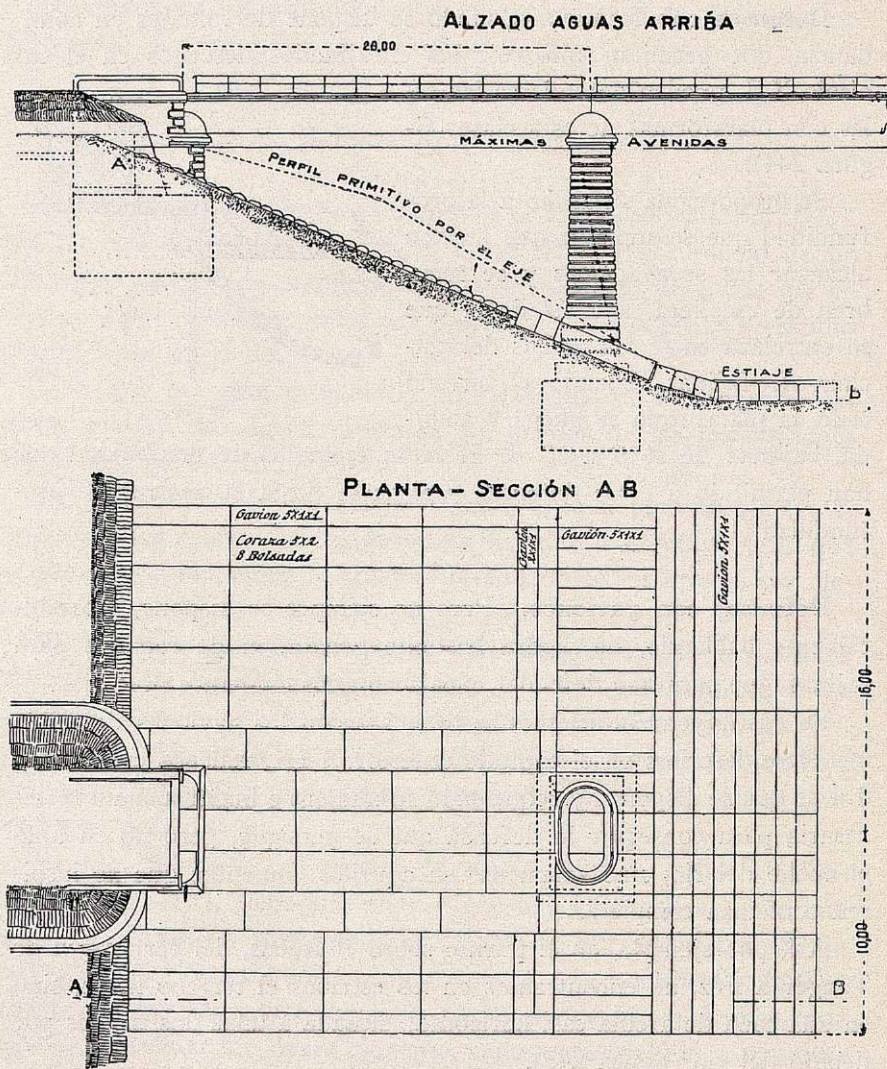


Fig. 245. Defensa con gaviones del puente sobre el Lucus, en Alcazarquivir.

Con rastrillos.—Antiguamente se defendían los cimientos poco profundos con rastrillos constituídos por un doble recinto de pilotes y tablestacas, *A B - C D*, entre los que se dragaba el terreno hasta donde se podía, rellenándose con escollera, que se reforzaba con otro escollero exterior (fig. 246).

Pero así se reducía sensiblemente la sección de desagüe. Para evitarlo, se ejecutaban a veces estos rastrillos, por debajo del nivel

de estiaje, con el andamio que figura de puntos en la figura 247, que representa los cimientos de las pilas del puente de Rouen.

Aquí se hincó primero un recinto de pilotes y tablestacas *AB*; se construyó después otro recinto exterior *CD*, serrado a seis metros bajo el estiaje, arriostrado con el primero y defendido con escollera. El espacio entre los dos recintos, que constituye lo que se designa con el nombre de *rastrillo bajo*, se rellenó con hormigón sumergido, análogamente al comprendido dentro del recinto interior. Pero tales rastrillos resultan caros y no deben emplearse ya.

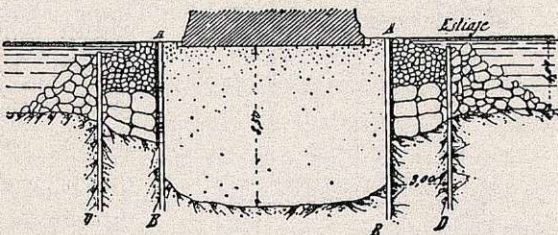


Fig. 246.

Con recintos de tablestacas.—Estos rastrillos pueden sustituirse muy ventajosamente, cuando el terreno lo permita, por un recinto único de tablestacas metálicas, o mejor aún, de hormigón armado, ambos descritos en el capítulo IV, hincados a una profundidad mayor que la socavación más honda que pueda prevalecerse.

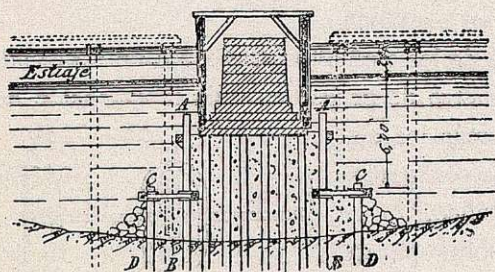


Fig. 247.

En el puente sobre el Guadalquivir, en La Algaba, uno de los estribos y nueve pilas del grupo de pontones de seis metros que le siguen para el desagüe de las crecidas, estaban cimentados en arena con profundidades de cuatro metros.

Una devastadora avenida, en 1924, que modificó el cauce del río en aquel punto, socavó uno de los cimientos, provocando el derrumbamiento de varios arcos del grupo de pontones.

Se resolvió defender todos estos cimientos mediante un recinto

Si la hincia del recinto no puede ser bastante profunda, debe completarse la defensa del cimiento vertiendo alguna escollera gruesa por fuera del recinto.

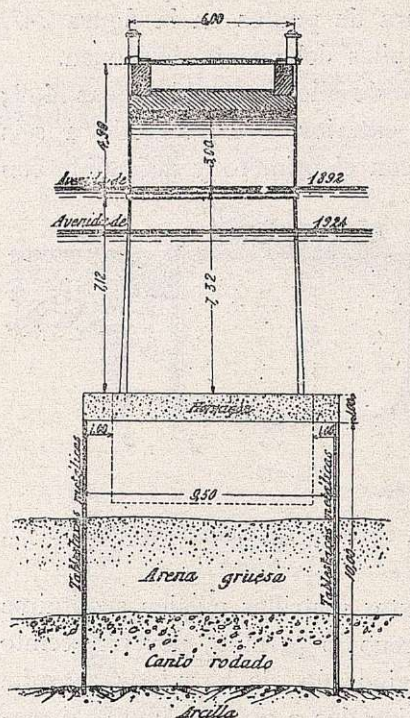


Fig. 248.

único de tablestacas metálicas de 11 metros, hincadas hasta la arcilla firme, envolviendo los cimientos del estribo y de las nueve pilas (figura 248).

Como se utilizaron tablestacas algún tanto deformadas, que se habían empleado varias veces en la cimentación de la presa de Peñaflo, sobre el mismo Guadalquivir, y el terreno contenía capas durísimas de gruesos cantos y troncos de árboles, la hinca, encomendada al inteligente constructor D. Manuel Távora, resultó muy difícil. Hubo tablestaca que necesitó mazas de 1.500 kilogramos cayendo de cuatro metros, porque el martillo trepidante americano de 1.700 kilogramos no la movía.

Para completar la defensa de los cimientos se ejecutó un zampeado general de hormigón de un metro de grueso en toda la extensión del recinto y se defendieron además los conos del terraplén de avenidas con gaviones y corazas de tejido metálico.

El resultado de estas obras parece muy satisfactorio.

Cuando no se dispone de tablestacas metálicas de los tipos especiales que describimos en la página 66, pueden, como hemos dicho, fabricarse de hormigón armado.

Pero también pueden utilizarse, sobre todo para defensas, viguetas ordinarias de doble T, que se encuentran en

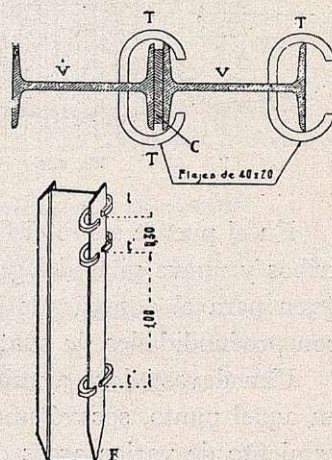


Fig. 249.

todos los almacenes de hierro, y así lo ha hecho con éxito el citado constructor Sr. Távora.

La sujeción de estas viguetas, que pueden ser de 20 centímetros, se efectúa por unos ganchos T, llamados *trapas* (fig. 249), de fleje de acero de 40×20 milímetros, que atraviesan el ala de cada vigueta, previamente agujereada; la operación debe hacerse en caliente para poderlas doblar, amoldándolas al perfil.

Cada tablestaca debe llevar sobre un canto todas sus trapas: las más altas, *t'*, a unos 30 centímetros de separación; las demás, *t''*, pueden ponerse de uno a 1,50 metros de distancia. Las puntas de las viguetas deben cortarse en bisel *B* para facilitar la hinca.

Una vez hincada la primera vigueta se presenta la segunda con su cabeza engrasada, en los huecos de las trapas de aquélla, entre las que desliza. Para conseguir la rigidez del recinto se pueden acuñar las cabezas de las viguetas con planos de acero *C*.

El conjunto llega a ser estanco, por el mismo orín que cría el hierro. Se hincan con facilidad con cualquier maza y se extraen con un aparejo diferencial.

§ II. Reparaciones de cimientos.

Reparaciones con hormigones sumergidos.—Los lechos de los ríos sufren a veces descensos sensibles, en parte y a veces en todo el ancho del cauce. Estas socavaciones dejan al aire cimientos que habrán resistido muchos años y muchas avenidas.

Si el cimiento está constituido por pilotaje y emparrillado de madera, se pudren rápidamente aquellas partes que sufren alternativas de humedad y sequedad y es forzoso rellenar los huecos para impedir el asiento de los apoyos y la consiguiente ruina de la obra.

Puede conseguirse sumergiendo cuidadosamente hormigón en sacos o en masa, entre los pilotes, y recalzando los zócalos de los apoyos con hormigón bien apisonado, contenido en un recinto provisional de madera, con auxilio de buzos, si fuera preciso, sobre todo para limpiar los huecos entre los pilotes.

Así procedimos, por encargo de S. M. el Rey, para recalzar el



puente llamado del Rey, sobre el Manzanares, que enlaza el Campo del Moro con la Casa de Campo, y análogo procedimiento empleó la Compañía de los Ferrocarriles del Norte en su puente sobre el mismo río, llamado de los Franceses, donde el lecho del río ha sufrido un descenso general que excede de dos metros (1).

Reparaciones con aire comprimido.—En ciertos casos es preciso recurrir al empleo del aire comprimido, en cajones o campanas al efecto preparadas.

Uno de los ejemplos más interesantes es la reparación ejecutada en los cimientos del llamado Pont Neuf, de París, construido en 1578 (2).

Este puente se había cimentado a 1,50 metros por debajo del lecho

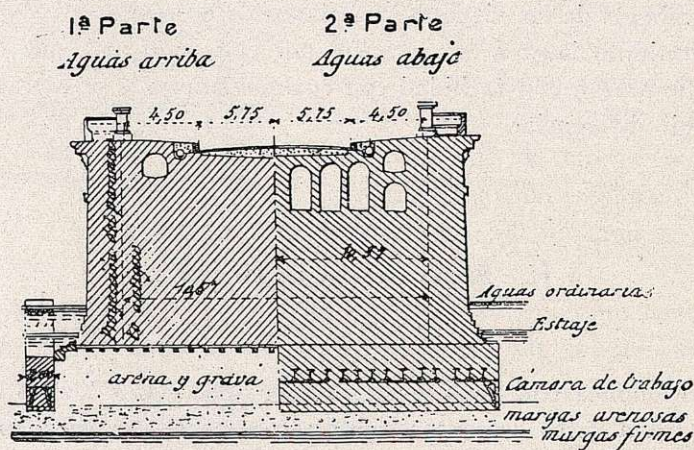


Fig. 250.—Reparación del Pont Neuf (París).

que entonces tenía el Sena, apoyando sencillamente unas traviesas de roble de 0,40 a 0,45 metros de anchura, a un metro de distancia

(1) El cauce del río Manzanares ha descendido sensiblemente de nivel por la creciente extracción de arena para las obras de la capital, que no es compensada por las aportaciones del río, muy escasas desde que se construyeron las presas de Colmenar Viejo, llamadas de Santillana.

(2) Nota sobre la restauración del Pont Neuf, de París, por M. Guiard. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1891, primer semestre.

sobre una arena muy compacta, casi aglomerada por un cemento calizo. Sobre las traviesas se había dispuesto un entablado de 0,15 metros de grueso, también de roble, y sobre éste habíanse levantado las pilas (fig. 250).

Los dragados sucesivos efectuados en el río para facilitar su navegación habían rebajado su nivel en unos dos metros, por lo que se iniciaron socavaciones en algunas pilas, que obligaron a su reparación, aprovechando ésta para ensanchar los apoyos y las bóvedas del puente.

El procedimiento consistió en hincar por aire comprimido unos cajones metálicos de dos metros de anchura alrededor de los cimientos antiguos, constituyendo con ellos unos *rastrillos* de defensa y rellenando con hormigón sumergido el hueco entre el cimiento viejo y el rastrillo.

Pero esta reparación, ejecutada en 1885, pudiera hoy sustituirse con ventaja, ya sea con un rastrillo de cajones de hormigón armado hincados por el sistema de pozos o por aire comprimido, o por un recinto de tablestacas metálicas o de hormigón armado (1).

Reparaciones con ataguías de tablestacas metálicas.—En un gran número de puentes franceses y belgas, que ha sido preciso reparar después de la guerra, al proceder al reconocimiento de sus cimientos, se observó que muchos de ellos, cimentados sobre pilotes y hormigón sumergido, presentaban numerosas cavernas, ya por la degradación del hormigón mal fraguado o por socavaciones de los pilotes.

Con gran frecuencia se ha apelado al procedimiento de ataguías de tablestacas metálicas envolviendo la parte de cimiento destruido (figura 251), que se reconstruía con hormigón ejecutado al aire, después de agotado el recinto, o se dejaban hincadas como defensa permanente.

(1) Se emplean también cajones o campanas de aire comprimido para la reparación de muros de muelles, cuyos paramentos han sufrido deterioros. Pueden consultarse: *Note sur l'emploi d'un caisson mobile pour la réparation des murs de quai du bassin Carnot du port de Calais* (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1897, primer trimestre), y *Note sur les travaux de réfection des têtes des formes de radoub n.º 1 y 2 du port de Dunkerque* (*Annales des Ponts et Chaussées*, 1904, primer trimestre).



Reparaciones con ataguías-cajones de hormigón armado.—En la provincia de Zaragoza se ha empleado para los recalzos de dos pilas de fábrica las ataguías de hormigón armado representadas en la figura 252 (1).

Una vez desviado el río hacia uno de los arcos extremos, por medio de una ataguía provisional de pilotes y tablestacas de madera, se construyeron esos cajones de hormigón armado, análogos a los

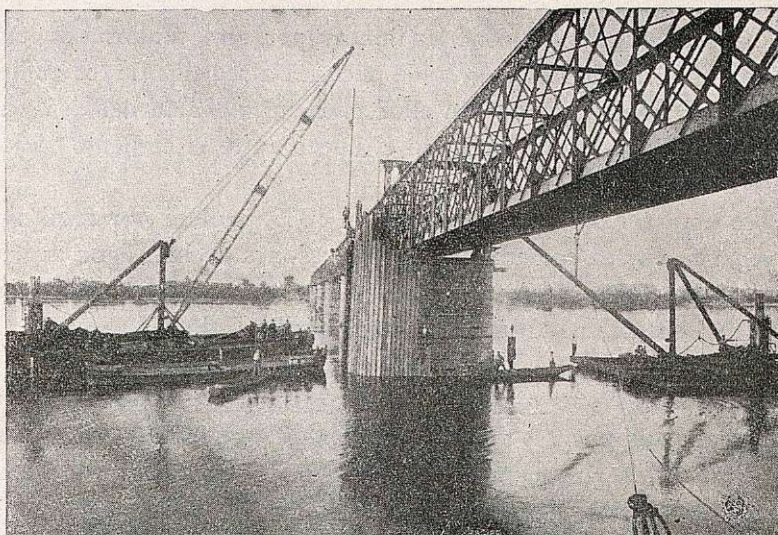


Fig. 251. Reparación y defensa de las pilas con tablestacas metálicas

que hemos descrito en el capítulo VIII, § III, para su hinca por el procedimiento llamado vulgarmente "indio".

Se construían dos medios cajones, uno para cada media pila, reforzando sus paredes por medio de contrafuertes interiores del mismo material.

En el interior de esta ataguía, y con los agotamientos necesarios, se practicó la excavación hasta la roca, dejando al descubierto el cimiento de la pila, mediante el previo apeo de ésta, y sustituyendo

(1) Puente del Vado, sobre el río Guadalupe, cuya reparación se describe en la *Revista de Obras Públicas* de 15 de junio de 1926.

Sección por A. B.

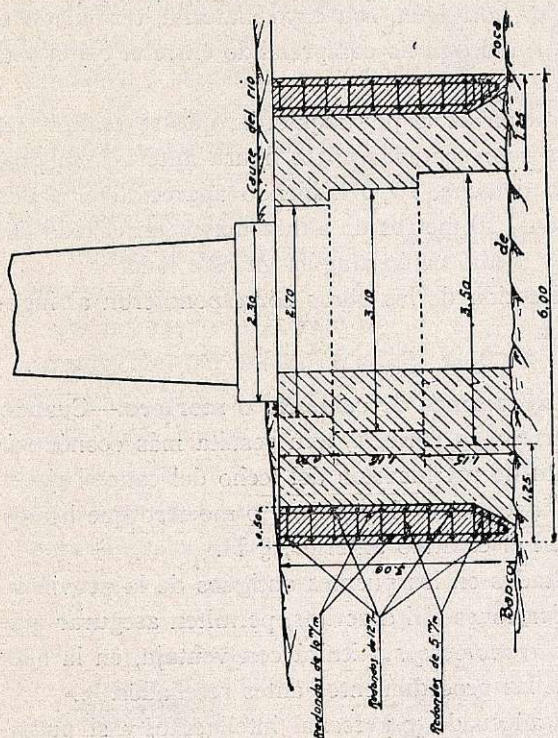
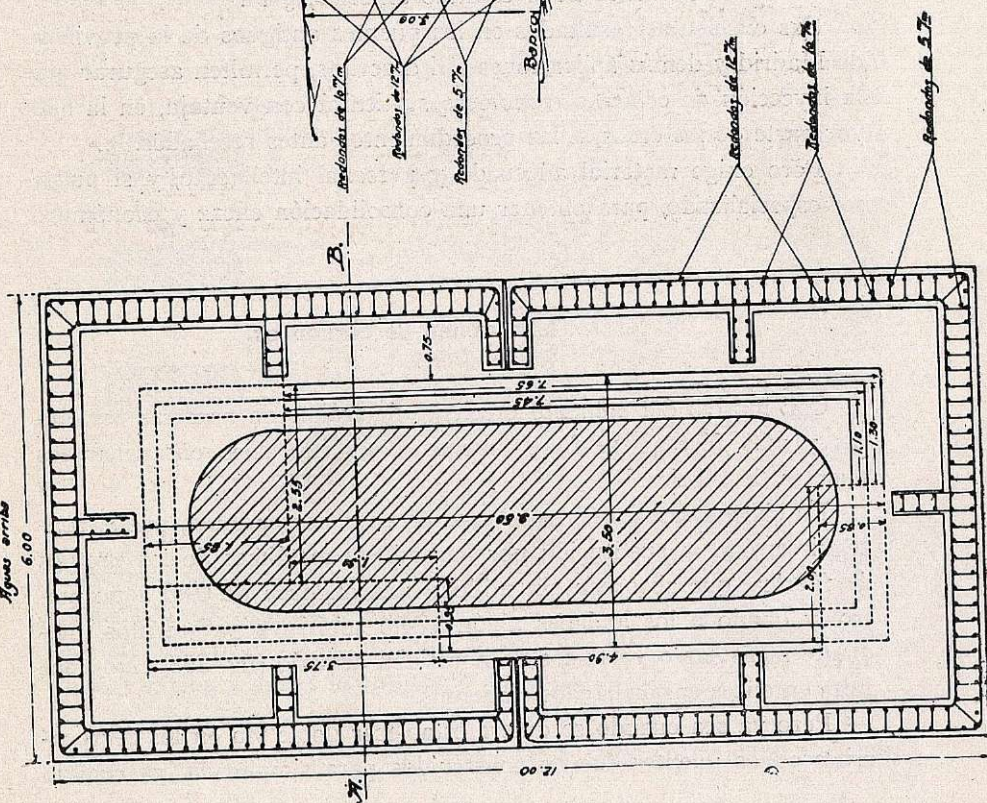


Fig. 252. Atagüa-cajón de H. A. en el puente
del Vado (Zaragoza).



Aguas arriba



la fábrica defectuosa por hormigón, con cuyo material, terminado el recalzo, se rellenó también el espacio comprendido entre el cajón y el cimientó de la pila.

Terminada la reparación de la pila izquierda, que se realizó con los dos medios cajones representados en la figura anterior, se procedió a reparar la pila derecha. Pero habiendo aparecido el banco de roca escalonado y con 1,10 metros de altura mayor en el lado derecho, se pudo suprimir medio cajón-atagüa en este lado.

El proyecto y la dirección de las obras correspondieron al ingeniero D. Joaquín Camón.

Reparaciones con inyecciones de cemento o mortero.—Cuando la permeabilidad del terreno lo permita, aun resulta más económico recurrir al procedimiento de petrificación del lecho del cauce bajo el cimientó, por medio de inyecciones de cemento o mortero que hemos descrito extensamente en el capítulo anterior, § II.

Sus excelentes resultados en los puentes antiguos de la provincia de Madrid y demás aplicaciones allí descritas, permiten asegurar que la inyección de cemento o mortero sustituirá con ventaja, en la mayor parte de los casos, a los procedimientos antes reseñados.

Pero exige material adecuado y personal inteligente, y si puede ser especializado, para obtener una consolidación eficaz y económica.

§ III. Ensanches de cimientos.

Con motivo del aumento creciente de tráfico de nuestras carreteras y vías férreas, se hace muchas veces necesario ensanchar los puentes de fábrica.

En ciertos casos, que estudiaremos en el tercer tomo, puede conseguirse, con la sustitución por barandillas metálicas de los pretilos de fábrica, que absorben sin utilidad una anchura de 0,80 a un metro, y dando a los andenes algún vuelo sobre los paramentos, mediante ménsulas o voladizos de hormigón armado (fig. 253). No hace falta entonces ensanchar los cimientos.

Pero ya sea cuando se quiere establecer doble vía en los ferrocarriles cuyos puentes fueron construídos para simple vía, ya cuando

se precisa aumentar sensiblemente la anchura de las calzadas y andenes de las carreteras, puede ser indispensable ensanchar las pilas y estribos, y, por tanto, sus cimientos respectivos.

Pueden presentarse varios casos.

Si los ejes de las vías o calzadas pueden sufrir variación, claro es que entonces resulta más económico concentrar en un solo lado el ensanche de la obra, de preferencia aguas abajo, en donde suele haber mayor facilidad de ejecución. Si el cimiento antiguo se ha comportado bien y no hubiese otro más barato que lo mejor, se prolonga aquél lo necesario para la prolongación de la pila o estribo (fig. 254 A).

Pero con las disposiciones modernas de arcos aislados de hormigón armado, cuyo empleo patrocinamos (tomo I, páginas 111 y 112), puede simplificarse el problema construyendo aguas arriba o aguas abajo de las pilas contiguas unos cimientos aislados que sirvan de apoyo a un arco o una viga de hormigón armado que se une al puente antiguo con un tablero de igual material (fig. 254 B).

En este caso, el ensanche de cimiento puede ser independiente de los antiguos y ejecutarse también con procedimientos distintos.

Por último, como ocurre en las poblaciones donde los ejes de los puentes coinciden con calles edificadas en su prolongación, los ensanches de los apoyos necesitan ser simétricos con relación al eje y hay que ejecutarlos por mitades aguas arriba y aguas abajo, como en C (fig. 254).

Entonces suele adoptarse un procedimiento de ejecución de ensanche análogo al de la obra antigua, si bien corrigiendo las defi-

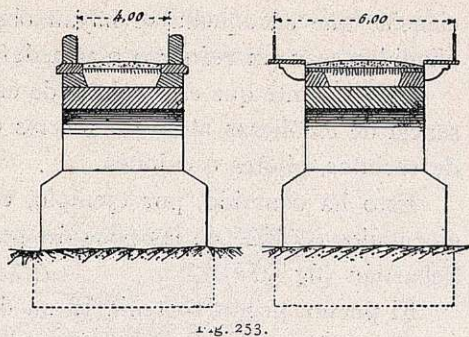


Fig. 253.

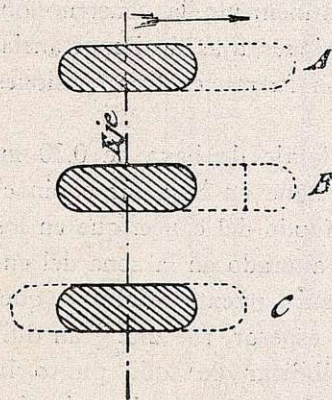


Fig. 254.

ciencias que en aquella se hayan observado para que los cimientos añadidos sean un refuerzo o una defensa de la parte antigua.

Es frecuente que estas obras de ensanche se dificulten por la presencia de escolleras alrededor de los cimientos, que impidan la hinca de recintos, pilotes o cajones.

Esto ha ocurrido, por ejemplo, en el ensanche de los cimientos ejecutados en 1925 en las pilas del puente de Santa Catalina, en San Sebastián (fig. 255).

El puente primitivo tenía 13 m. de anchura y se amplió a 25 m.

Deseando conservar al puente igual aspecto, no se tuvo en cuenta la economía, sino que se eligió una solución costosa, consistente en construir a cada lado del primitivo un medio puente de 6,50 m. de anchura, de iguales materiales y estructura que aquél. Unicamente se sustituyó la bóveda de sillarejo del cañón interior por hormigón en masa, con la particularidad de haberse empleado en dicho hormigón el cemento de Zumaya, para prevenir los efectos de la acción química del agua del mar.

A pocos metros de la desembocadura del Urumea, los efectos de las mareas y temporales dificultaron enormemente la construcción, por la imposibilidad de establecer instalaciones fijas de importancia, pues aun las provisionales que se hicieron fueron en tres ocasiones deshechas por las marejadas.

La cimentación se proyectó sobre pilotaje de haya de 0,30 m. de diámetro. La profundidad media del agua en bajamar equinoccial era de 1 m., aproximadamente, y el fondo del cauce, que en los alrededores es de arena y cascajo, estaba alterado en la zona del ensanche por la gruesa escollera de defensa del puente primitivo, que, oculta por una capa de arena de bastante espesor, fué una gran dificultad para la cimentación, por imposibilitar de todo punto la hinca de pilotes y tablestacas después de haber empleado todos los procedimientos de hinca conocidos. Fué preciso, pues, extraer dicha escollera, y para ello se formó una ataguía de doble fila de sacos de hormigón pobre de Zumaya, con una capa de arcilla interpuesta, según se indica en la figura 255. El contorno interior de la base de dicha ataguía se estableció de manera que la excavación quedase con un talud de 45°, para evitar la destrucción de la ataguía.

Construída esa ataguía, se agotaba con dos potentes bombas de

25 HP. cada una, y se iba extrayendo el escollerado. El talud de 45° resultó insuficiente, como ya se preveía, por tratarse de arena mo-

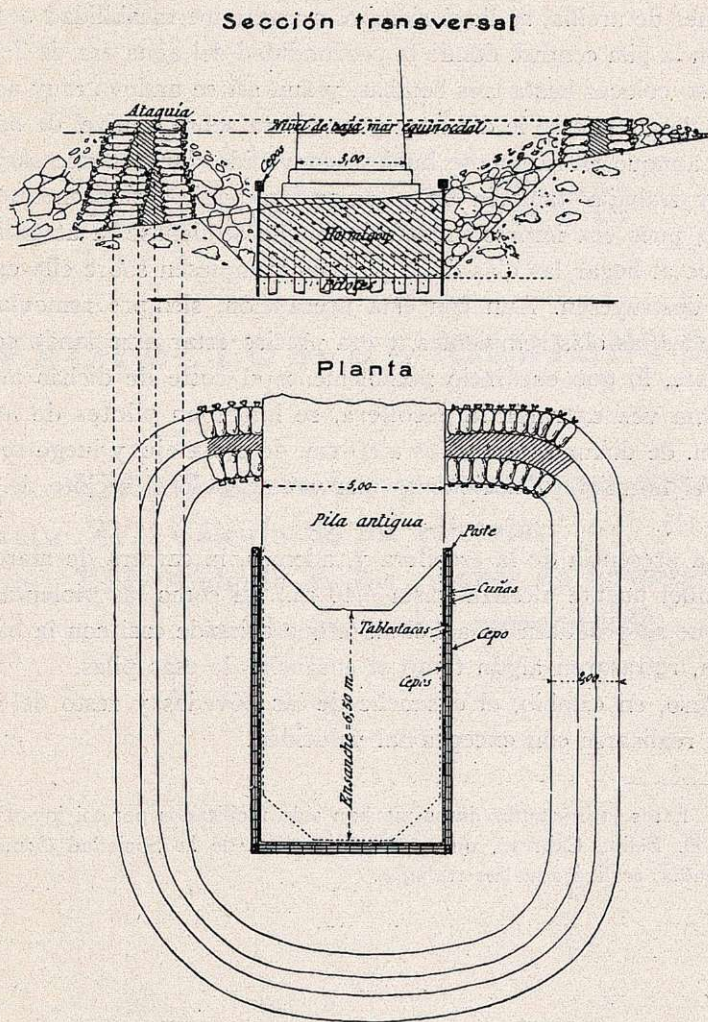


Fig. 255. Ensanche de las pilas del puente de Santa Catalina (San Sebastián)

jada, y fué preciso construir interiormente una ataguía de tablestacas, que se iba profundizando a medida que se extraía la escollera, y que, a la vez que de contención de las arenas y productos de la excavación que tras ellas se echaban, sirvieron de encofrado para el

hormigón del cimientó. Recién establecida la ataguía de sacos, no se conseguía una gran impermeabilidad; pero a medida que se iban echando productos de la excavación a un lado y otro, y mediante tapones de arcilla, se llegó siempre a una impermeabilidad aceptable. Ya en la pila central, donde la profundidad del agua era de 2 m., fué preciso colocar hasta tres bombas, y aun así se anduvo muy apurado.

A la ataguía se le dió muy poca altura sobre el nivel de bajamar, pues aunque teóricamente hubiese convenido darle la necesaria para poder trabajar también en pleamar, no podía prácticamente realizarse, pues era imprescindible dejar que se llenase la ataguía antes de que al llegar las olas de la pleamar rompiesen sobre ella en vacío y la destruyesen. Aun con esta precaución, siempre removían algo los sacos las olas rompientes, y era preciso estar arreglando constantemente, lo que encareció notablemente el coste de dichas ataguías.

Una vez extraída la escollera, se hincaban pilotes de haya de 30 cm. de diámetro, situados a 80 cm. de eje a eje, y luego se ejecutaba el hormigón del cimientó una vez agotado el recinto de tables-tacas (1).

La presencia de la escollera y, además, la carrera de marea, que en aquel puente alcanza hasta 4,40 m., así como las violentas resacas que se producen en aquel sitio, que coincide casi con la barra de la ría, retrasaron algún tanto el ensanche de esas pilas.

Pero, en cambio, el ensanche de las bóvedas y resto del puente pudo realizarse con excepcional velocidad.

(1) Estos interesantes datos me han sido facilitados por mi joven compañero D. Felipe Cabrero, que, como ingeniero de la Sociedad Ormaeche y Compañía, realizó aquellos trabajos.

TERCERA PARTE

PROYECTOS DE CIMIENTOS

CAPÍTULO XIV.—Comparación y coste de los cimientos.

CAPÍTULO XV.—Cálculo de los pilotajes.

CAPÍTULO XVI.—Cálculo de los cajones de hormigón armado para aire comprimido.



FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO

CAPITULO XIV

COMPARACIONES Y COSTE DE LOS CIMIENTOS

Factores que deben tenerse en cuenta.—En terrenos firmes y próximos.—En terrenos firmes, bajo aluviones de profundidades variables.—Problema de las presiones sobre el terreno.—Problema de las socavaciones.—Por agotamientos.—Con pozos o cajones de hormigón.—Con cajones flotantes con fondo.—Dragados.—Cimientos por aire comprimido.—Profundidades de los cimientos con cajones hincados.—Cimentaciones directas sumergidas.—Cimentaciones indirectas sobre pilotaje.—Cimentaciones en terrenos fangosos indefinidos.—Cimentaciones especiales.—Sistemas de ejecución por administración o por contrata.

Factores que deben tenerse en cuenta.—Recordando lo que ya expusimos en el capítulo I sobre la importancia del estudio de los cimientos, hemos visto también, por la enumeración de los medios de ejecución y la multitud y variedad de procedimientos, que pueden aplicarse varios de éstos a cualquier clase de terreno.

La elección entre los procedimientos posibles de cimentación no es siempre fácil, porque, además del principal factor, que es la calidad del subsuelo en que ha de cimentarse, y cuyo estudio debe preceder al de todos los demás elementos del problema, deben tenerse en cuenta y simultáneamente los siguientes factores:

a) *El destino de las obras.*—Es evidente que no debe cimentarse con iguales precauciones un puente de un camino vecinal que



el de un ferrocarril de interés general, la presa de un molino que el muro de un pantano que ha de almacenar millones de metros cúbicos de agua.

b) *El régimen del río o de las mareas*, las corrientes y resacas, todo ello influyendo en las necesidades de desagüe y, sobre todo, en la importancia de las socavaciones.

c) *El número de las obras*.—Cuando haya sólo que construir un puente, y si éste no tuviere mucha importancia, los gastos generales de personal, transportes, dirección, administración, medios auxiliares, etc., pesan exclusivamente sobre esa obra, mientras que podrían repartirse sobre varias obras, si la contrata se aplicara a un cierto número de ellas.

(400) d) *El volumen de los cimientos*.—Tiene este factor una importancia a veces decisiva en la elección del sistema. Si, por ejemplo, el volumen del cimiento a ejecutar en una obra no excediera de 1.000 m.³, resultará casi prohibitivo el empleo de procedimientos exigiendo mucha maquinaria, como el del aire comprimido, por ejemplo. La adquisición y transportes de ida y vuelta de la maquinaria, su instalación en obra, los obreros especializados que exige, necesitan amortizarse en un volumen de obra considerable, para no recargar con exceso el coste de la unidad.

e) *Recursos de utillaje de la región*.—No puede pensarse en aplicar iguales medios mecánicos cerca de una población industrial donde se encuentran elementos y repuestos de todas clases, y dragas y escafandras si se estuviera cerca de un puerto, que en una región del interior, desprovista de industrias y a veces hasta de medios de comunicación y donde habría que improvisarlo todo.

f) Y, por último, *el plazo de ejecución*, que también puede influir en la elección de procedimientos, pues cuando no hay prisa pueden cimentarse las obras en varias campañas de estiaje con elementos baratos, mientras que si el tiempo apremia, los riesgos aumentan, los procedimientos exigen mayor seguridad y en consecuencia el empleo de medios auxiliares poderosos, que implican a su vez un aumento sensible de gastos de instalación, porque la *velocidad, y aun más la precipitación en los trabajos, cuestan muy caras*.

La complejidad del problema no permite la elección inmediata ni el infalible acierto; pero en la mayor parte de los casos, y a menos



que el ingeniero tenga un gran conocimiento previo del terreno y una larga experiencia de constructor, habrá que tantear o por lo menos examinar, las soluciones más indicadas para cada caso.

En terrenos firmes y próximos.—La elección entonces no es dudosa. Se debe cimentar directamente y se podrá realizarlo en seco, aprovechando los estiajes, limpiando las superficies en la parte descompuesta o descomponible y escalonando los cimientos, si el terreno firme estuviera inclinado.

Son entonces baratos los cimientos y pueden multiplicarse los apoyos, reduciéndose las luces de los arcos o tramos.

Los precios unitarios de estos cimientos son iguales a los ordinarios de la construcción para excavaciones y fábricas, que ejecutadas en seco pueden variar entre las cifras medias siguientes:

	Pesetas
Metro cúbico de excavación en tierra para cimientos.....	1 a 2
» » » » en terrenos de tránsito	2 a 4
» » » » en rocas.....	3 a 6
» » » » mampostería hidráulica.....	20 a 40
» » » » hormigón ciclópeo.....	35 a 10

Influyen en estos precios muy principalmente los gastos de transportes de la piedra, arena y cemento para las fábricas, ya que los productos de la excavación son escasos y pueden verse en el río o a los terraplenes inmediatos.

Terrenos firmes, bajo aluviones de profundidades variables.—

Suelen ser éstos los que con más frecuencia se presentan en los puentes, y, ante todo, debe estudiarse minuciosamente el régimen del río y el de sus avenidas máximas, para determinar la profundidad que podrán tener *las socavaciones, una vez construido el puente.*

Y también aquí debe examinarse si no convendrá en muchos casos aumentar el desagüe de la obra, para no perturbar el régimen del río en sus avenidas, *pues casi siempre, y sobre esto debemos in-*



sistir, es más económico un aumento de tramos, con apoyos cimentados a pequeñas profundidades, que pocos tramos o arcos con los cimientos hondos, que se necesitan para precaverse contra las socavaciones que el estrechamiento del cauce habría de producir (1).

Hemos construído numerosos puentes apoyados en cimientos poco profundos o sobre palizadas o pilotes con 4 y 5 m. de hinca, en ríos torrenciales y de violentas avenidas, que parecían exigir cimientos serios; pero como cuidamos de construir el número de tramos necesarios para que las mayores crecidas no encontraran estrechamiento en su desagüe, no hemos provocado socavaciones y aguantan desde hace muchos años aquellos frágiles apoyos.

Pero en todo caso, antes de resolver la superficie de apoyo y la profundidad de estos cimientos, hay que estudiar las dos condiciones previas que tienen que reunir, y que ya dijimos en el capítulo I, que son: 1.^a, que la presión máxima a que esté sometido el terreno sea inferior a la resistencia de éste, y 2.^a, que el apoyo del cimiento sobre el terreno no pueda ser socavado por las avenidas.

Examinaremos cada uno de estos problemas:

Problema de las presiones sobre el terreno.—En los terrenos fangosos, que no pueden estar sometidos a presiones superiores a 1 kg. por centímetro cuadrado (2), o cuando se trate de grandes luces, cuyos apoyos pueden sufrir presiones de 10 o más kilogramos por centímetro cuadrado, deben calcularse mecánicamente las presiones máximas sobre los cimientos, para que el terreno pueda soportarlas, ya sea repartiendo la carga sobre grandes superficies, ya prolongando el cimiento hasta un terreno más resistente.

Pero en arcos o tramos con luces inferiores a 30 m., que son las más frecuentes, el problema de las presiones no suele tener importancia.

Los estribos y pilas trabajan entonces casi siempre a presiones

(1) Aunque desarrollaremos este concepto en el tomo siguiente, *Proyectos de los Puentes*, no está de más anticipar que el coste de los tramos y arcos por metro lineal crece en una proporción aproximada a sus momentos flectores, que, como es sabido, son función, a su vez, de los cuadrados de las luces. De aquí la economía que debe perseguirse reduciendo las luces, mientras no quede aquélla compensada por el aumento de gasto que ocasionaría el mayor número de pilas y de sus cimientos.

(2) Véase el cuadro del capítulo II, página 28.



de 4 a 6 kg. por centímetro cuadrado, y con un ligero ensanche que se dé a los zócalos y cimientos es fácil conseguir que la carga sobre el terreno no exceda de los 3 a 4 kg. por centímetro cuadrado, que soportan fácilmente las arenas y gravas que constituyen los lechos de la mayor parte de los ríos.

Problema de las socavaciones.—Pero, en cambio, en estos terrenos de aluvión el estudio de la socavabilidad del cauce adquiere singular importancia.

Deben, ante todo, comprobarse los efectos de las avenidas del río, examinando las socavaciones que hayan producido, para fijar, aunque sea aproximadamente, las que pueda provocar el puente que se proyecta.

El problema parece sencillo, pero no puede resolverse rigurosamente.

Si existen puentes inmediatos, se observarán los efectos de las avenidas en sus apoyos. Pero si no los hubiere, el estudio de los bajofondos del cauce y el examen de los aluviones y de sus márgenes es lo único que puede orientar al ingeniero.

Tendrá, por último, que apreciar intuitiva y *aproximadamente* las profundidades máximas que pudieran tener las socavaciones con el nuevo puente, y deberá proyectar la base de los cimientos a 2 ó 3 m. por debajo de aquella profundidad, sin perjuicio de defender el cimiento para los casos imprevistos.

Si, por ejemplo, en un cauce se supone que la máxima socavación puede ser de 3 m., y si el terreno firme estuviere a 10 m., ¿a qué empeñarse en alcanzarle, si con un cimiento a 5 ó 6 m., protegido con escollera o gaviones, podemos obtener garantías suficientes de estabilidad?

Claro es que sería mejor llegar al firme que nos asegure contra toda socavación; pero si esto ha de producir un aumento sensible de coste, recuérdese lo que dijimos en el capítulo I: que las economías obtenidas en la construcción deben capitalizarse a interés compuesto, para apreciar así la ventaja real de una reducción inmediata de gasto, debiendo el ingeniero muchas veces preferir el *riesgo poco probable a un gasto casi siempre estéril*.

Resumamos ahora los procedimientos de cimentación más económicos.



Por agotamientos.—Si por los sondeos realizados se deduce que el terreno firme puede encontrarse a profundidades que no excedan de 5 m., y *si la compacidad de los aluviones permite suponer un agotamiento fácil*, puede examinarse este sistema de cimentación directa, o el de saneamiento del suelo por medio de pozos, que citamos en el capítulo XII § VI, aunque siempre con el peligro de sus naturales contingencias.

Si el terreno firme es arcilla, el tipo más seguro de ataguías es el de tablestacas metálicas o de hormigón armado, pues que penetrarán algún tanto en la capa impermeable y evitará las filtraciones de fondo, que son las más difíciles de agotar.

El coste de estos agotamientos es muy variable, hasta el punto que en la mayor parte de las obras todos los gastos que ocasionan se ejecutan por administración y se pagan por separado, con arreglo a lo que realmente cuesten, porque los contratistas no quieren pechar con el riesgo que entraña esta clase de trabajos.

Pero hay obras en que los constructores especialistas, disponiendo de material adecuado y personal práctico, contratan por metro cúbico de cemento terminado, siendo de su cuenta las ataguías, medios auxiliares y el relleno con fábrica hidráulica.

Estos precios aumentan con la profundidad a que ha de agotarse y oscilan entre 50 y 150 pesetas por metro cúbico, para alturas de cimientos comprendidas entre 2 y 5 m., pues no es económicamente práctico exceder de esta última profundidad, a menos que el terreno fuere casi impermeable.

No debe olvidarse que los agotamientos encierran siempre una incógnita, y que en los terrenos dudosos, o en aquellos en que sea forzoso alcanzar una profundidad fija, será preferible recurrir a otros procedimientos menos aleatorios; aun poniendo en juego medios auxiliares potentes, no se puede responder nunca de que los agotamientos han de dominarse.

Con pozos o cajones de hormigón.—Son cimientos de mayor seguridad y garantía, incluso para agotamientos, pues si éstos no pudieran conseguirse, queda el recurso de proseguir la hinca excavando bajo el agua, y, una vez alcanzado el terreno firme o la profundidad que se considere necesaria para sustraer su base inferior a las socavaciones, se rellena el pozo o cajón con arena u hormigón

sumergido, que entonces no tiene los inconvenientes que se han observado cuando todo el cimiento se ejecuta con dicho material.

También permiten estos cajones recurrir, en caso necesario, al aire comprimido, cerrándolos superiormente con una tapa de H. A. en la que se empotre la chimenea de una esclusa.

Su coste, comprendiendo cajones y rellenos, varía hoy entre 100 y 160 pesetas por metro cúbico, según la clase de terreno, las profundidades y el volumen de los cimientos.

Ofrece también la ventaja de que no tiene límite la profundidad de su hinca y de que exige material y medios auxiliares de menor precio y transportes que el del aire comprimido, por lo que puede aplicarse a menores volúmenes de cimientos.

Con cajones flotantes con fondo.—Para muelles, diques, rompeolas o diques de carena y para pilas de puentes bajo grandes profundidades de agua, pueden ser muy ventajosamente empleados los cajones con fondo de hormigón, y mejor aún de hormigón armado, que con tanto éxito aplicamos desde hace tiempo en España.

Ofrecen mayor resistencia al choque de las olas que los bloques artificiales macizos de menores dimensiones; reducen las juntas, que son siempre soluciones de continuidad peligrosas, y, *sobre todo, permiten su ejecución sin las costosas grúas y material que exige la construcción y el asiento de los bloques macizos.*

Por último, cuando se tema la descomposición de los cementos por el mar, puede suprimirse tal contingencia, ejecutando con cemento fundido o de gran resistencia la estructura del cajón, defendiendo así con una coraza indestructible su relleno y transformando el conjunto en un monolito eterno.

Dragados.—Para la hinca de algunos cajones, y otras veces para su asiento, debe excavar-se muchas veces el terreno debajo del agua.

Si el volumen es pequeño, puede apelarse a buzos; pero no baja el coste de la excavación de 30 a 60 pesetas por metro cúbico. Empleando dragas de rosario (fig. 256), chupadores o Priestmann, puede reducirse aquel precio a 20 y hasta a 10 pesetas por metro cúbico, según los casos y los terrenos.

En obras de puertos, y para volúmenes grandes, el coste de los dragados desciende considerablemente.

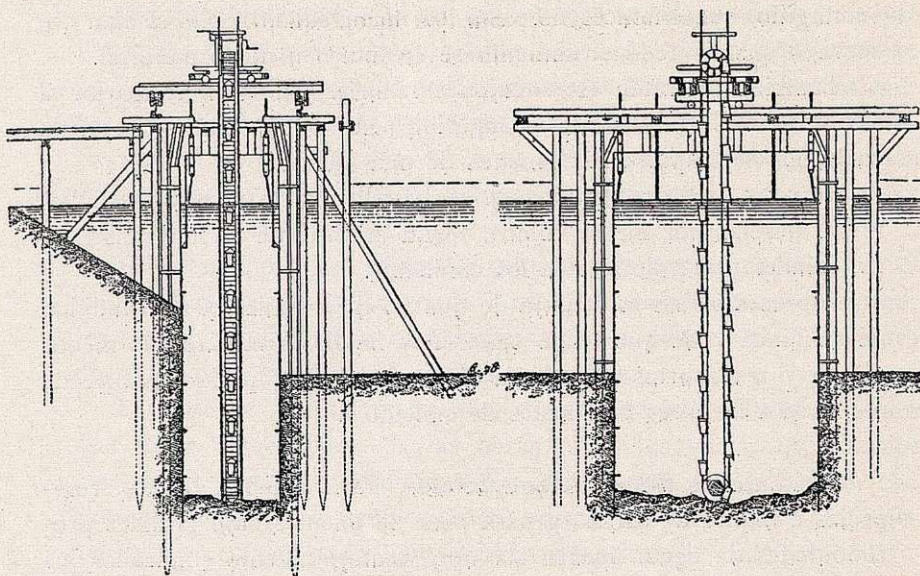


Fig. 256. Excavaciones con dragas de rosario.

Cimientos por aire comprimido.—Si el número de apoyos y el volumen de cimientos a ejecutar excediera de 1.000 m^3 , pueden convenir en algunos casos los cimientos por el aire comprimido, que ofrecen la indudable ventaja de *que se ejecutan en seco las excavaciones y el relleno*, hasta profundidades de 30 m., que excepcionalmente se requieren.

Ya demostramos también la esterilidad del gasto de los tubos y cajones metálicos y las indudables ventajas de los tubos o cajones de hormigón armado, incluso para terrenos bajo grandes alturas de agua, por lo que parece indudable que se debe emplear de preferencia el hormigón armado para tubos y cajones.

El precio por metro cúbico, a todo coste, de cimiento por aire comprimido, está hoy comprendido entre 120 y 200 pesetas por metro cúbico, incluso cajones, sus varaderos y armaduras.

El gasto aumenta sensiblemente cuando las profundidades son inferiores a 10 m. y cuando exceden de 15 m., porque en el primer caso, las instalaciones de cada cajón se reparten en pequeño volumen, y en el segundo caso, porque el trabajo es mucho más penoso y más lento.



Profundidades de los cimientos con cajones hincados.—Existe la creencia entre algunos ingenieros de que, cuando se apela a los procedimientos de cajones, ya sean hincados al aire libre, o ya con aire comprimido, es condición precisa llegar a terreno firme.

Y no vemos por qué, si antes se llega a terreno suficientemente resistente y al abrigo de las más profundas socavaciones.

Recordamos a este propósito que porque los sondeos oficiales consignaban que en un puente, de cuyo nombre no queremos acordarnos, a los 30 m. estaba el terreno firme, nos obligaron a alcanzar tan excepcional profundidad, con un aumento de gasto para la Administración de 100.000 pesetas, y lo que fué más sensible, la muerte de dos operarios, sin encontrar aquel terreno duro acusado por los sondeos, siendo así que hubiera quedado aquel cimiento perfectamente garantido y sólido con 10 m. de hinca.

Hay también casos en que puede ser más económico aumentar la superficie de apoyo de un cajón hincado a 10 m. sobre arena, por ejemplo, si con ella se resuelven los dos problemas de presión e insocavabilidad, que empeñarse en ir a buscar la roca a 20 o más metros de profundidad, y el ingeniero no debe vacilar en proponer la profundidad más económica.

Cimentaciones directas sumergidas.—Ya dijimos que las de escolleras o bloques sólo deben aplicarse en diques de puertos. En cuanto a las de hormigón sumergido, dentro de recintos y ataguías a pesar de los ejemplos que se presentan como modelos, seguimos creyendo que sólo tienen inconvenientes respecto a los de pozos o cajones, sin ahorro sensible sobre éstos.

Su precio se aproximará mucho al de aquéllos (que hemos dicho será de 100 a 160 pesetas por metro cúbico), pero nunca ofrecerán los hormigones sumergidos las garantías de homogeneidad y resistencia de los moldeados al aire libre. En cuanto a los sumergidos de relleno, que podrán suprimirse muchas veces en los cajones, sustituyéndolos por arenas o gravas, no necesitan tanta resistencia y no hay motivo para desecharlos.

Podrán también sustituirse o mejorarse estos hormigones sumergidos por inyecciones de cemento o mortero, que rellenen los huecos de los aluviones del suelo, transformándolos en bloques macizos, reduciéndose su deslavamiento por el empleo de cementos

rápidos. Estas inyecciones pueden contenerse dentro de recintos de tablestacas metálicas, que se extraen para utilizarse nuevamente, o de tablestacas de hormigón armado, que se incorporan y defienden el cimiento.

Es éste un procedimiento que ha de extenderse, seguramente, sustituyendo en la mayor parte de los casos, y con ventaja, al de hormigón sumergido.

Cimentaciones indirectas sobre pilotaje.—Ya dijimos que este procedimiento de cimentación, abandonado casi ante los progresos de otros sistemas, había resurgido victoriosamente por las ventajas de precio, duración y fácil hincas de los pilotes de hormigón armado.

Estos pilotes son hoy, casi siempre, tan baratos como los de madera y mucho más que los de hierro: *ni se pudren, como aquéllos, ni se oxidan, como éstos.*

Se hincan a percusión con gran facilidad y sin romperse, y pueden alcanzarse con ellos los rechazos que se necesiten, recurriendo al sistema *Simplex*, así como se aumenta la resistencia del subsuelo con los pilonos *Compressol*.

En todos los terrenos de aluvión, incluso en los fangosos, puede cimentarse con pilotes.

Si en puentes carreteros la altura de rasante sobre el cauce no excede de unos 10 m., es casi seguro que convenga para el puente la disposición de tramos rectos de hormigón armado de 6 a 15 m. de luz, apoyados sobre palizadas sencillas o dobles, con o sin tajamares.

Cuando la altura de rasante exceda de 10 m., o en puentes para ferrocarriles, es más probable convenga que los cimientos estén formados por un pilotaje cuyas cabezas se envuelven y arriostran por una solera de hormigón, sobre la que se edifica el apoyo de fábrica.

Si el terreno firme se encontrara a profundidades que no excedieran de unos 12 m., fácil será alcanzarlo con la hincas, pudiéndose obtener así el rechazo absoluto por el apoyo directo sobre el firme.

Pero si éste fuera más profundo, bastará hincar los pilotes a profundidades superiores en unos 3 m. a las socavaciones posibles, teniendo cuidado, en los cálculos de estos pilotajes, de no suponer más terreno adherente que esos 3 m. por debajo de las socavaciones.



En general, los pilotes y su hínca se contratan y se pagan por metro lineal.

Para la comparación con otros procedimientos de cimentación pueden tenerse en cuenta los precios medios siguientes, aplicables al tipo corriente de pilotes de hormigón armado de sección cuadrada:

	Metro lineal de pilote — Ptas.	Metro lineal de hínca — Ptas.
Pilote de 20 × 20 cm.	De 15 a 20	De 8 a 12
» » 25 × 25 »	De 20 a 25	De 12 a 18
» » 30 × 30 »	De 25 a 30	De 15 a 25
» » 35 × 35 »	De 30 a 35	De 20 a 30
» » 40 × 40 »	De 35 a 40	De 25 a 35

para el Sur de España

Respecto a los demás sistemas de pilotes, varían esencialmente con cada uno de los cimientos, y hay que pedir precios a las casas especialistas, únicas que pueden garantizar el coste y su ejecución.

Cimentación en terrenos fangosos indefinidos.—La propia composición de estos terrenos demuestra que las velocidades de los ríos en las avenidas son insignificantes siempre, y que no son de temer socavaciones sensibles, una vez establecido el régimen de desagüe (1).

El problema de la cimentación es, pues, un problema de presiones sobre el terreno, por lo que conviene determinar por experimentos previos las cargas a que puede someterse.

Cualesquiera que éstas sean, siempre serán inferiores a 1 kg. por centímetro cuadrado, lo que aconseja reducir cuanto se pueda el peso propio de las obras.

Desde este punto de vista debían preferirse los tramos cortos de madera; pero su rápida destrucción anula la ventaja de su ligereza.

Pueden sustituirse por tramos de hormigón armado de luces comprendidas entre 5 y 10 m., sobre palizadas dobles o pilotajes y soleras de hormigón armado.

(1) Decimos esto porque es claro que, si en un lecho fangoso se interpone un obstáculo grande, se producirán alrededor de éste o en uno de sus lados socavaciones irregulares, hasta que se restablezca en todo el lecho un nuevo nivel uniforme, suficiente para el desagüe normal.

*En el Norte se paga por m³ de pilote total
En el Sur " " " m lineal desde la baja a la punta pilote*

Cimentaciones especiales.—Todos los demás procedimientos que hemos descrito en los capítulos anteriores pueden también aplicarse, pero en circunstancias parecidas a los especiales que los justificaron.

Los cimientos con entibaciones deben reservarse para los terrenos secos, pero corredizos; los pilotes de madera, para aquellas regiones productoras de ese material que lo hagan el más económico; los pilotes metálicos de rosca y los tubos o cajones metálicos, para algunas obras en las que el hormigón armado ofrezca inconvenientes especiales.

Y, por último, los de *transformación del suelo*: por *sustitución*, con colchones de arena, enfajinados, plataformas de hormigón armado o inyecciones de cemento; por *petrificación del suelo*; por *defensas del lecho*, con escolleras, gaviones o zampeados de fábrica; por *compresión del terreno*, por el sistema Compressol; por *congelación del suelo*, en ciertas galerías o túneles, o por *saneamiento del terreno*, sólo deben emplearse en casos excepcionales, en los que los demás procedimientos no fueran económicamente aplicables. Sin embargo, y como hemos ya insistido varias veces, la transformación de los lechos de aluvión en bloques monolíticos, por *medio de inyecciones de cemento*, abre un ancho campo a este procedimiento de cimentación, al que podrá recurrirse con frecuencia.

Sistemas de ejecución, por administración o contrata.—Ya hemos dicho que, salvo algunos casos, en que los constructores especialistas se comprometen a ejecutar a precios fijos los agotamientos, este procedimiento de cimentación suele hacerse por administración directa, aunque sea con el personal del contratista.

También se ejecutan con frecuencia por administración los sondeos previos del terreno, con los aparatos de que dispone la Dirección de Obras públicas.

Pero cuando estos sondeos exigen un material de que no se disponga, cuando los sistemas de cimentación son objeto de patentes, o cuando su ejecución exija medios auxiliares poderosos, cuya adquisición encarezca con exceso un pequeño volumen de obra y no permita su amortización, es preferible recurrir a las Casas especialistas en esta clase de trabajos, que siempre ofrecerán garantías de práctica y de velocidad de ejecución, que no pueden pretenderse

con personal poco avezado al manejo de maquinaria, en la que una falsa maniobra produzca quizá accidentes o retrasos considerables.

En cambio, para la ejecución de cimientos relativamente corrientes, como son los pilotajes y los cajones en seco o por aire comprimido, es preferible emplear el sistema de concursos, a que suelen recurrir las grandes Sociedades y las Compañías de ferrocarriles, invitando solamente a los constructores de garantías.

El sistema de subastas por licitación pública que adopta generalmente el Estado, aun para la ejecución de sus puertos, ofrece siempre el peligro de que por una diferencia de coste insignificante tengan que adjudicarse las obras de una cimentación, muchas veces difícil y delicada, a contratistas indocumentados y sin experiencia, los que, sin más garantía que una fianza, pueden ocasionar perjuicios de gran importancia, no sólo por lo que a la rapidez de ejecución se refiere, sino por la defectuosa organización del trabajo y los vicios de una ignorante o deficiente ejecución.

En estos casos, el ingeniero tiene que imponerse la tarea de inspeccionar muy escrupulosa y frecuentemente las obras, pues aunque en apariencia sea el contratista exclusivamente responsable, en casos de contratiempos o accidentes, podrán alcanzar al ingeniero las salpicaduras de esas responsabilidades, si se descubrieran *a posteriori* defectos de construcción, sólo evitables por una vigilancia constante, que en la práctica es difícil de ejercer eficazmente.



CAPÍTULO XV

CALCULO DE LOS CIMIENTOS DE PILOTAJES

Inexactitudes del cálculo.—Reacciones del terreno en la hinca de los pilotes.—

Carga de los pilotes.—Fórmulas para pilotes apoyándose en terreno firme.

Fórmula holandesa para terrenos compresibles.—Longitudes de los pilotes.

Fórmulas de Benabenq.—Comprobación de un pilotaje de hormigón armado.

Inexactitudes del cálculo.—No hay medio de calcular exactamente estos cimientos.

Los pilotes se hincan *hasta donde se puede*, y no *hasta donde se quiere*.

Unas veces porque los aparatos de hinca son deficientes o porque las mazas no tienen peso bastante, y otras veces porque el terreno ofrece resistencias inesperadas, ocurre que los pilotes no alcanzan las profundidades que se calculaban o se rompen antes de alcanzarlas.

Sucede también, por el contrario, que se hincan en toda su longitud sin haber conseguido el rechazo que se desea obtener.

Por estas razones, los cimientos de pilotaje tienen que proyectarse con bastante amplitud, lo que se traduce en adoptar en su cálculo un mayor coeficiente de seguridad, único medio de atender a aquellas incidencias posibles.



Reacciones del terreno en la hinca de los pilotes.—Influyen tres factores:

1.º Rozamiento lateral del terreno, en todo el perímetro del pilote.

2.º Resistencia del terreno debajo del azuche, a la penetración de éste.

3.º Reacción del terreno comprimido por la hinca del pilote.

Examinaremos cada uno de ellos.

Según experiencias de M. Crahay de Franchimont (1), el rozamiento lateral del terreno fangoso puede fijarse en 2.400 kg. por metro cuadrado de *superficie perimétrica de hinca*.

Con coeficientes de seguridad de 4 ó 3, pueden admitirse para el cálculo de las cargas de 600 a 800 kg. por metro cuadrado.

La resistencia del terreno debajo del azuche depende de la dureza de éste, y se le pueden aplicar los coeficientes que dimos en el capítulo II, página 28.

Por último, la reacción del terreno comprimido, aunque existe en el mayor número de los casos, no suele tenerse en cuenta. En primer lugar, porque es difícil calcularla, y, además, porque en algunos terrenos de fango, y sobre todo en los arenosos, ocurre con frecuencia que esta compresión del terreno, que es muy sensible durante la hinca, desaparece al cabo de algunas horas; el terreno empapado de agua *muellea*, por decirlo así, y poco a poco todo el terreno que rodea a los pilotes vuelve a su estado de equilibrio y homogeneidad, con lo que desaparece la compresión inicial que la hinca había determinado.

Sin embargo, en algunos fangos muy compactos y pegajosos, nos ha ocurrido el fenómeno contrario.

Para la factoría de Matagorda, en la bahía de Cádiz, construimos un muelle de armamento sobre pilotes de hormigón armado, cuya longitud habíamos determinado por las fórmulas de Benabenq, que luego explicaremos.

El rechazo obtenido durante la hinca resultó inferior al calculado, y decidimos prolongar los pilotes, para conseguir con ello el aumento de resistencia necesario. Pero cuando, a los dos meses,

(1) *Notice sur la construction du troisième bassin à flot de Rochefort: Annales des Ponts et Chaussées*, 1895, primer semestre, página 495.



reanudamos la hinca, se observó que el rechazo era casi completo, porque, sin duda, durante aquel tiempo, había recobrado el fango una considerable adherencia sobre los pilotes (1).

Es un caso particular, aunque creo que excepcional, por efecto de la gran compacidad y adherencia de aquellos fangos, que comprueba que en el cálculo de los pilotajes es preciso adoptar elevados coeficientes de seguridad.

Carga de los pilotes.—Se admite con frecuencia que si los pilotes no tienen una longitud superior a veinte veces su diámetro, se puede hacerles soportar las cargas siguientes, por centímetro cuadrado:

80 kilos para el roble.

60 kilos para el pino.

Si la longitud excede de 30 diámetros, la carga debe reducirse:

En su mitad, para $L = 30 D$.

En sus tres cuartas partes, para $L = 40 D$.

Pero se emplean también algunas fórmulas para determinar la carga práctica a que se pueden someter los pilotes, fórmulas que varían según el terreno.

Fórmulas para pilotes apoyándose en terreno firme.—Supongamos que el pilote atraviesa en toda su longitud un terreno sin consistencia, pero que su extremo se apoya sobre el firme, es decir, que se llega al *rechazo absoluto*.

La carga por centímetro cuadrado, con un coeficiente de seguridad de 7, y teniendo en cuenta el pandeo, será:

Para los pilotes de sección cuadrada:

$$R = \frac{60}{1 + \left(\frac{\varphi}{24}\right)^2}$$

Para los pilotes redondos:

$$R = \frac{60}{1 + \frac{1}{3} \left(\frac{\varphi}{12}\right)^2}$$

(1) El ingeniero D. Juan Botín, en un documentado artículo de la revista *Ingeniería y Construcción*, de noviembre de 1924, lo detalla y justifica.

en las que, siendo L la longitud del pilote y b su diámetro o su costado,

$$\varphi = \frac{L}{b}$$

Fórmula holandesa para terrenos compresibles.—Supongamos un terreno homogéneo, compresible y suficientemente penetrable, para que la hincas sólo esté limitada por las adherencias de los paramentos del pilote.

No se podrá alcanzar el rechazo absoluto, y la carga práctica será función del *rechazo real* que se obtenga durante la hincas.

Para estos casos, que casi constantemente se han presentado en los terrenos fangosos que constituyen el suelo de los Países Bajos, los ingenieros holandeses aplican con muy buen resultado la fórmula siguiente:

$$R' = \frac{MH}{6r} \times \frac{M}{M+P} \quad (1)$$

(1) Esta fórmula se ha establecido como sigue:

El teorema de las fuerzas vivas da, llamando V a la velocidad de la maza en el momento de choque y v la velocidad simultánea del pilote y de la maza,

$$\frac{1}{2} \frac{M+P}{g} v^2 = Rr \quad [1]$$

$$\text{y } V = \sqrt{2gH} \quad [2]$$

El teorema de la cantidad de movimiento da:

$$\frac{M+P}{g} v = \frac{M}{g} V \text{ que simplificada es: } (M+P) (v = M V)$$

Sustituyendo el valor de V [2]:

$$v = \frac{M}{M+P} \sqrt{2gH}$$

Si en [1] sustituimos v por este último valor, obtendremos, después de simplificar,

$$R = \frac{MH}{r} \times \frac{M}{M+P}$$

que es la fórmula holandesa para un coeficiente de seguridad unidad.

en la que:

R' es la carga práctica total que puede soportar el pilote para un coeficiente de seguridad de 6, en kilogramos.

M , el peso de la maza del martinete, en kilogramos.

P , el peso del pilote, en kilogramos.

H , la altura de caída de la maza, en metros.

r , el rechazo, en metros, del último golpe de la maza.

Los ingenieros americanos suelen simplificar esta fórmula, empleando la de,

$$R' = \frac{MH}{6r}$$

prescindiendo del último término de la fórmula holandesa, y puede admitirse para los pilotes de madera; pero es más prudente entonces emplear la de los constructores franceses:

$$R' = \frac{MH}{10r}$$

La fórmula de los ingenieros holandeses puede ponerse en la forma siguiente:

$$r = \frac{MH}{6r} \times \frac{1}{1 + \frac{M}{P}}$$

Esta última expresión demuestra:

1.º Que la hincada r es, para la misma maza, proporcional a la altura de la caída H .

2.º Que siendo constante el producto MH , aquella hincada será tanto mayor cuanto que el denominador sea más pequeño, es decir, que M sea lo mayor posible.

Lo que comprueba el hecho experimental, que consignamos en el capítulo V, página 89, de que conviene emplear mazas de gran peso, reduciendo las alturas de caída.

Longitudes de los pilotes.—Cuando, por los sondeos previos, se conoce la profundidad del terreno firme, y se suponga además que sean prácticamente alcanzables por la hincada de los pilotes, claro es que



deben prepararse los pilotes para apoyarse sobre aquel terreno, que permitirá obtener el rechazo absoluto.

Pero, como hemos dicho, es más frecuente que el terreno firme sólo exista a profundidades que prácticamente no puedan alcanzarse.

Limitándonos a aplicar la fórmula holandesa, no se puede determinar *a priori* la longitud de los pilotes; es, pues, preciso prever mayores longitudes, para evitar los empalmes que exigiría su prolongación, en los casos frecuentes en que con las longitudes preparadas no se obtuviera el rechazo necesario, aunque también en algunos casos se pueda subsanar esta contingencia añadiendo pilotes suplementarios, que compensen las insuficiencias de rechazo obtenidas.

Pero con objeto de no adquirir ni fabricar pilotes de excesiva e inútil longitud, es preferible calcular de antemano las que sean precisas, y para ello suelen aplicarse las fórmulas de Benabenq.

Fórmulas de Benabenq.—Este ingeniero hizo numerosas experiencias en Indochina sobre pilotajes, que le permitieron calcular fórmulas y tablas de fácil aplicación (1).

Designando por:

R = carga total sobre el pilote.

R' = carga de seguridad.

Δ = peso del metro cúbico de tierra.

C = coeficiente de seguridad.

L = longitud de pilote hincado.

P = perímetro de la sección.

m = 2 para pilote circular.

m = 8 para pilote cuadrado.

d = lado o diámetro.

α = ángulo de las caras de la punta con la vertical.

M y N , coeficientes relacionados con el ángulo del talud natural de las diferentes clases de tierra,

plantea M. Benabenq las siguientes fórmulas:

(1) Publicó a este efecto un estudio completo en los *Annales des Ponts et Chaussées* de 1911, tomo II, página 263.



Carga sobre el pilote por las caras del fuste:

$$R_F = N \Delta L^2$$

$$N = P \frac{1}{2} \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Carga sobre el pilote por la superficie de la punta:

$$R_s = M \Delta L$$

$$M = \frac{m d^2}{8 \operatorname{sen}} \operatorname{tg}^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Delta}{2} \right)$$

$$R = R_F + R_s = \Delta (M L + N L^2)$$

$$R' = \frac{\Delta}{C} (M L + N L^2)$$

$$L = -\frac{M}{2N} + \sqrt{\left(\frac{M}{2N} \right)^2 + \frac{C R'}{N}}$$

Los valores de M y N para pilotes cuadrados de 30, 25 y 20 centímetros, que son los más corrientes, son:

Para $\varphi = \dots$	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	
de 0,30	$\left\{ \begin{array}{l} M=0,531 \\ N=0,150 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 0,758 \\ 0,272 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1,095 \\ 0,445 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1,600 \\ 0,689 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2,358 \\ 1,038 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 3,582 \\ 1,549 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 5,579 \\ 2,316 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 8,966 \\ 3,496 \end{array} \right.$
de 0,25	$\left\{ \begin{array}{l} M=0,359 \\ N=0,125 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 0,526 \\ 0,227 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 0,760 \\ 0,371 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1,111 \\ 0,574 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1,645 \\ 0,865 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2,487 \\ 1,291 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 3,874 \\ 1,930 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 6,226 \\ 2,913 \end{array} \right.$
de 0,20	$\left\{ \begin{array}{l} M=0,236 \\ N=0,100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 0,335 \\ 0,182 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 0,486 \\ 0,297 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 0,711 \\ 0,459 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1,053 \\ 0,692 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1,592 \\ 1,033 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2,480 \\ 1,544 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 3,985 \\ 2,330 \end{array} \right.$

Para los pilotes redondos más corrientes:

Para $\varphi = \dots$		10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
DIAMÉTRO	de 0,30	M = 0,417	0,595	0,858	1,257	1,860	2,812	4,382	7,041
		N = 0,118	0,214	0,349	0,541	0,815	1,216	1,818	2,744
	de 0,25	M = 0,290	0,413	0,596	0,869	1,292	1,953	3,043	4,890
		N = 0,098	0,178	0,291	0,451	0,679	1,013	1,515	2,287
	de 0,20	M = 0,186	0,265	0,381	0,556	0,827	1,250	1,947	3,130
		N = 0,078	0,142	0,233	0,360	0,543	0,811	1,212	1,829
	de 0,15	M = 0,104	0,149	0,214	0,313	0,465	0,703	1,095	1,760
		N = 0,059	0,107	0,175	0,270	0,407	0,608	0,909	0,732



Para el cálculo de M se ha tenido en cuenta que $\alpha = 20^\circ$.

Para otro valor, α' :

$$M' = M \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \alpha'}$$

Para otras secciones cuadradas o pilotes redondos pueden calcularse los valores de M y N haciendo uso de las tablas siguientes para diferentes valores de φ

φ	$\text{tg}^4 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$	$1/2 \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \text{tg}$
10°	2,016	0,125
15°	2,880	0,227
20°	4,162	0,371
25°	6,052	0,574
30°	9,000	0,865
35°	13,616	1,291
40°	21,160	1,930
45°	33,900	2,913
50°	56,920	4,497
55°	111,222	7,183
60°	193,916	12,046

Para otras secciones cuadradas o pilotes redondos pueden calcularse los valores de M y N haciendo uso de las tablas siguientes para diferentes valores de φ :

Los valores de Δ y φ , para las diferentes clases de tierras, son los siguientes:

	Δ	φ
Tierras flojas y ligeras.....	= de 600 a 850 kg.	30° a 35°
Tierra vegetal.....	= de 1.200 a 1.400 kg.	30° a 35°
Fango.....	= de 1.300 a 1.700 kg.	10° a 20°
Tierra arcillosa.....	= 1.600 kg.	25° a 30°
Turba.....	= de 500 a 800 kg.	45° a 50°
Tierra gredosa.....	= 1.900 kg.	45° a 50°
Marga.....	= de 1.500 a 1.700 kg.	40° a 50°
Arena pura.....	= 1.900 kg.	30° a 40°
Arena terrosa.....	= 1.700 kg.	20° a 30°
Arena arcillosa.....	= de 1.700 a 1.800 kg.	20° a 35°
Grava.....	= de 1.400 a 1.500 kg.	30° a 45°
Tierra pedregosa.....	= 1.900 kg.	45° a 50°
Tierra grasa pizarrosa.....	= 2.300 kg.	45° a 50°
Piedras partidas, guijarros y escombros.....	= 1.800 kg.	45° a 50°

Por último, el coeficiente C de seguridad mínimo, que aconseja Benabenq, es el de 4, que debe aumentarse a 6 en terrenos fangosos o de composición irregular y dudosa.

Para completar este capítulo daremos un ejemplo del procedimiento de cálculo seguido por nuestro joven compañero y colaborador D. José Barcala.

COMPROBACION DE UN PILOTAJE DE HORMIGON ARMADO

Este pilotaje correspondió a las cimentaciones que se propusieron en el proyecto de un puente sobre el río Segura, redactado el año 1922.

El tramo único era el modelo oficial de arco de hormigón armado, de 40 metros de luz y rebajamiento de $1/10$ para carretera de tercer orden, constituyendo ésta una de las primeras aplicaciones de la colección que acababa de terminarse.

Los apoyos estaban constituidos por los estribos muros de acompañamiento—que también se preconizan en la misma colección—y descansaban sobre una losa escalonada de hormigón armado: que, sobre transmitir al terreno parte de la acción de todo el conjunto, servía para empotrar las cabezas del pilotaje, constituyendo la clásica cimentación-cepillo, tan ventajosa en terrenos de probable socavabilidad.

La naturaleza de éste era una arcilla de bastante consistencia, pero de gran profundidad, mezclada con gravas y canto rodado. Por ciertos antecedentes en lugares análogos del mismo cauce, convenía precaverse contra las socavaciones.

El pilotaje estaba constituido por 35 pilotes de hormigón armado de sección cuadrada de 30 cm. de lado y de una longitud total de 6,90 m., de los que 0,45 m. correspondían a la punta piramidal y 0,40 a la parte teóricamente empotrable en la losa.

Estaban dispuestos en siete filas de dirección paralela al cauce, distanciados en horizontal 1,20 m. entre ejes y con un desnivel de 60 cm. entre inmediatas; que es lo que correspondía a la inclinación de $1/2$, que el escalonado proporcionaba a la losa.

Las comprobaciones analíticas revistieron el triple carácter que



requieren las tres fases distintas de la construcción: confección e iza del pilote, hincada y trabajo en situación normal.

He aquí los resúmenes de sus cálculos:

I. — Comprobación elástica.

A) Hipótesis de trabajo.

Se prescinde siempre, en el cálculo de las cimentaciones por pilotaje, de la comprobación elástica de los trabajos producidos por la flexión que ocasiona la componente horizontal que actúa sobre las cabezas de los pilotes.

La razón de ello es, principalmente, la dificultad e incertidumbre de evaluar esa flexión, sumamente variable con las particularidades del terreno, muchas de las cuales no pueden tenerse en cuenta.

Por otra parte, la experiencia demuestra que, cuando la longitud de la parte hincada no es exagerada, con relación a la sección, y el terreno resiste horizontalmente (como se comprueba más adelante), el material que constituye el pilotaje resulta en buenas condiciones de resistencia elástica.

Es, pues, la compresión simple, producida por la componente vertical, la que debe constituir la hipótesis de trabajo de la comprobación.

Pero en el caso particular del pilote de hormigón armado, el elevado peso propio y la conveniencia de construirlos horizontalmente o poco menos, así como la costumbre de izarlos con sencillos aparejos de cabo único, pone al material, en los actos anteriores a su hincada, en peores condiciones de trabajo de las que experimenta una vez terminada toda la construcción que se cimenta.

Prescindimos también, como es natural, del estudio dinámico de los trabajos producidos durante los choques de la hincada. Su dificultad no compensa a la inseguridad de sus resultados, en pugna, generalmente, con lo que resulta de la experiencia. El pilote, con bastante riqueza de cemento, bien construido y apisonado, no es fácil que se rompa, si se procede cuidadosamente durante su hincada.

B) **Esfuerzos normales.**1.º *Sección adoptada.*

Es de forma cuadrada, de 30 cm. de lado. Las armaduras longitudinales están constituidas con cuatro redondos de 16 mm. de diámetro, colocados a 23 cm. de distancia entre ejes, simétricamente en los dos sentidos.

Canto útil, $c = 26,5$ cm.; anchura, $a = 30$ cm.

Sección de acero,

$$\alpha = \alpha' = \frac{2\pi 1,6^2}{4} = 4,02 \text{ cm.}^2$$

Cuantía metálica,

$$q = q' = \frac{4,02}{30 \times 26,5} = 0,00506.$$

Profundidad relativa de la fibra neutra,

$$n = -2rq + \sqrt{(2rq)^2 + 2rq(l + n'')} \quad V = 30 \times 0,00506 + \\ \sqrt{(30 \times 0,00506)^2 + 30 \times 0,00506 \times 1,113} = 0,286 \\ n' = n - n'' = 0,173.$$

2.º *Máximo momento flector.*

La flexión producida por el peso propio del pilote en el acto de la iza alcanza su mínimo valor amarrando el cabo del aparejo a un tercio de la longitud total, a partir de la sección superior, y llega a su máximo cuando esta sección de enganche es la central o es la extrema superior.

En nuestro caso, el máximo momento flector producido en la primera hipótesis tiene por valor:

$$\frac{1}{2} p \left(\frac{l}{3} \right)^2 = \frac{1}{8} p \left(\frac{2l}{3} \right)^2 = \frac{1}{8} 216 \times 4,60^2 = 571,32 \text{ m} \times \text{kg.},$$

y el correspondiente a la segunda,

$$\frac{1}{2} p \left(\frac{l}{2} \right)^2 = \frac{1}{8} p l^2 = \frac{1}{8} 216 \times 6,96^2 = 1.285,47 \text{ m} \times \text{kg.}$$

Como en la práctica estará comprendido entre estos dos valores, suponemos que el máximo momento flector que ha de resistir cualquier sección del pilote es, en números redondos:

$$M_{max.} = 1.000 \text{ m} \times \text{kg.}$$

3.º Máximas cargas de trabajo.

En el hormigón:

$$H' = \frac{100 M}{ac^2} \frac{1}{\frac{n(3-n)}{6} + r q \frac{n' - n n' + n'^2}{n}} = \frac{100.000}{30 \times 702,25} \times$$

$$\times \frac{1}{\frac{0,286 \times 2,714}{3} + 15 \times 0,00506 \frac{0,173 - 0,173 \times 0,286 \times 0,173^3}{0,286}} =$$

$$= 27,9 \text{ kg./cm.}^2$$

En el acero:

$$A_1 = r \frac{1-n}{n} H' = 15 \frac{0,714}{0,286} 27,9 = 1.044,8 \text{ kg./cm.}^2$$

La máxima componente vertical $P = 15.006 \text{ kg.}$ resistida en obra por un pilote, produce en éste unas cargas de trabajo de:

$$H' = \frac{P_p}{a^2 + 2r} = \frac{15.006}{1.040,6} = 14,7 \text{ kg./cm.}^2$$

$$\text{y } A_1 = r H' = 15 \times 14,7 = 220,5 \text{ kg./cm.}^2$$

mucho menores que las anteriores, conforme se ha dicho, a pesar de haber prescindido en esta última hipótesis de la gran resistencia prestada por los cercos metálicos, que zunchan el hormigón, con las notables ventajas de este sistema de armado.

C) Esfuerzos tangenciales.

1.º Armaduras secundarias.

Están constituidas por cercos de 12 mm. de diámetro, que rodean las armaduras principales.

Se colocarán a 15 cm. entre ejes, en los dos metros superiores de cada pilote, y el resto a 25 cm. De los primeros habrá 13, y de los últimos, 18.

2.º Máximo esfuerzo cortante.

Tiene por valor supuesto el pilote horizontal y apoyado en sus extremos:

$$E_{max.} = \frac{1}{2} 216 \times 6,90 = 745,2 \text{ kg.}$$

3.º Máximas cargas de trabajo.

En el acero.—Los cercos de la parte superior resultan sometidos a una tensión de:

$$A'' = \frac{3_s E}{(3-n) \varepsilon c} = \frac{3 \times 200 \times 745,2}{2,714 \times \frac{13 \times 1,2^3 \times \pi}{4} \times 26,5} = 422,9 \text{ kg./cm.}^2$$

y los de la inferior (se prescinde de los 45 cm. de la punta):

$$A'' = \frac{3 \times 445 \times 745,2}{2,714 \times \frac{18 \times 1,2^3 \times \pi}{4} \times 26,5} = 679,4 \text{ kg./cm.}^2$$

En el hormigón.—El máximo desgarramiento en que las armaduras secundarias convierten los esfuerzos principales de tensión en el hormigón, tiene por valor:

$$D_o = \frac{2}{2-n} \times \frac{E}{a c} = \frac{2 \times 745,2}{1,714 \times 30 \times 26,5} = 1,1 \text{ kg./cm.}^2$$

II.—Comprobación dinámica.

Sean:

R_l = la reacción total del terreno sobre el pilotaje.

M = el peso de la maza empleada en la hinca.

P = el peso propio del pilote.

H_l = la altura desde donde cae la maza.

e , = el asiento del pilote producido por el choque; y

T_a , = el trabajo, parte del total desarrollado en el golpe, que se emplea en producir la hinca.

Como consecuencia aproximada (aunque a primera vista pueda parecer exacta) de la teoría de Boussinesq, sobre el choque longitudinal de los cuerpos elásticos, se obtiene:

$$T_d = (R_l - P - M) e$$

de donde se puede determinar e , mientras se conozca T_d .

La teoría clásica del choque da, como consecuencia:

$$T_d = \frac{M^2 H_l}{M + P}$$

que es la expresión más generalmente empleada en el cálculo dinámico de la resistencia vertical de los pilotajes. Es, asimismo, la empleada en la fórmula holandesa y en las de los ingenieros Eytelwein, Vierendeel y otros.

Pero la teoría de Boussinesq da un resultado mucho más exacto y de expresión todavía más sencilla, por lo que no dudamos en desecher el anterior, a pesar de su clasicismo.

Este valor de T_d es el siguiente:

$$T_d = \frac{M H_l}{2}$$

Para el caso de $M = P$, ambos valores son iguales.

Tenemos, por tanto,

$$e = \frac{M H_l}{2(R_l - P - M)}$$

Pero de la misma manera que con el procedimiento estático se debe tomar un coeficiente de seguridad, variable de 4 a 6, al aplicar el dinámico, mucho más incierto, aconseja el ingeniero M. Benabenq se admita otro comprendido entre 6 y 10. De igual modo que en la comprobación estática, admitimos la menor de estas cifras, ya que se trata de un terreno de buena naturaleza para pilotar.

De este modo: $R_l = 6 P_p = 6 \times 15,006 = 90.036$ kg., y el mínimo asiento de los pilotes producido por un golpe tiene que ser:

$$e \leq \frac{M H_l}{177.416 - 2 M}$$

puesto que

$$P = 1.328 \text{ kg.}$$

Para los pilotes de hormigón armado se admiten mazas de un peso alrededor de la mitad de aquéllos; de manera que si suponemos $M = 600 \text{ kg.}$ y $H = 1 \text{ m.}$, se tendrá que la hinca debe proseguirse hasta que el asiento, por golpe, valga menos de

$$e_{\text{mín.}} = \frac{600}{177.416 - 1.200} = 0,0034 \text{ m.}$$

Como la resistencia horizontal del pilotaje impone, según se verá, una hinca mínima de 3,21 m., si el asiento límite de 3,4 mm. llegase antes de alcanzar la punta del azuche aquella profundidad, habrá que continuar la hinca hasta conseguirla, o proceder a la extracción del pilote, para preparar el terreno, por medio de excavaciones, calas u otro procedimiento cualquiera, de tal forma que se consigan ambos límites.

Para mayor seguridad, la mínima profundidad de hinca admitida para un pilote se fijaba en 3,50 m. en el pliego de condiciones.

III. — Comprobación estática.

A) Resistencia vertical del pilotaje.

1.º *Peso soportado por los pilotes más sobrecargados.*

El estudio estático de las acciones del arco, de los estribos, de la losa y de la reacción parcial del terreno dió, como resultado, el valor de la acción soportada por el pilotaje.

Esta resultante tenía una excentricidad de 0,71 m. respecto al plano de base teórica de la losa de hormigón armado.

Su componente vertical era:

$$V_p = 363.776 \text{ kg.}$$

y su horizontal, de

$$H_p = 218.976 \text{ kg.}$$

Suponiendo que la losa tuviese la rigidez suficiente (que desde luego la tenía) para que pudiese admitirse una repartición *rectilínea* a la variación de reacciones de las filas de pilotes, se obtenía que la mayormente sobrecargada de éstas (la extrema del mismo lado de la excentricidad de la resultante) había de resistir, en sentido vertical, 75.028,8 kg., y por tener cinco pilotes cada fila, la resistencia máxima de cada uno de ellos sería de

$$P_p = 15.006 \text{ kg.}$$

2.º Máxima resistencia vertical de un pilote hincado.

Por lo que se refiere al estudio de los pilotes hincados, tanto respecto a su resistencia vertical cuanto a la horizontal, hubimos de seguir la teoría y resultados expuestos por el ingeniero francés M. Benabenq en los *Annales des Ponts et Chaussées* de 1911, 1913 y 1922.

Esta teoría está fundamentada en los estudios generales de Re-sal sobre la resistencia de las tierras.

Ante todo, ha de decirse que se prescinde de la cohesión, de existencia tan dudosa de comprobar y que en un momento dado puede desaparecer.

En este supuesto, la resistencia vertical de un pilote, suma de la reacción recibida por la punta, R_t , y de la debida a la adherencia lateral, R_s , menos el peso propio, viene indicada por las expresiones siguientes:

$$R_s = \frac{\Delta m d^2}{8 \operatorname{sen} \alpha} \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \left(l + \frac{h}{3} \right) \quad [9]$$

$$R_t = \frac{m d}{4} \Delta \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad [19]$$

Siendo:

Δ = la densidad de las tierras. En nuestro caso,
 $\Delta = 1.700 \text{ kg./m.}^3$.

m = un parámetro que depende de la forma de la sección del pilote.

Vale 2 para la sección circular y 8 para la cuadrada.

En nuestro caso, $m = 8$.

p = grueso o diámetro del pilote.

En nuestro caso, $d = 0,3$ m.

α = la mitad del ángulo de la punta.

En nuestro caso, $\alpha = 18^\circ 25'$.

φ = el ángulo de talud natural de las tierras.

En nuestro caso, $\varphi = 25^\circ$.

l = la longitud hincada, de igual sección.

En nuestro caso, $l = 6$ m.

h = la altura de la punta.

En nuestro caso, $h = 0,45$ m.

Valor de R_s :

$$R_s = \frac{1.700 \times 8 \times 0,09}{8 \operatorname{sen} 18^\circ 25'} \operatorname{tg}^4 57^\circ 30' \times 6,15 = \frac{1.700 \times 0,09}{0,316} \times 6,071 \times 6,15 = 18.078 \text{ kg.}$$

Valor de R_l :

$$R_l = 2 \times 0,3 \times 1.700 \times \operatorname{tg} 25^\circ \times \operatorname{tg}^3 57^\circ 30' \times 36 = 0,6 \times 1.700 \times 0,466 \times 2,464 \times 36 = 42.163 \text{ kg.}$$

Como el peso propio de la parte hincada del pilote es de

$$6,15 \times 0,09 \times 2.400 = 1.328 \text{ kg.}$$

la máxima resistencia vertical de cada uno de los que se proyectan será

$$S_p = 58.848 \text{ kg.}$$

3.º Coeficiente de seguridad.

Como resultado de innumerables experiencias (y ésta es la principal razón de crédito que damos a esta teoría), M. Benabenq aconseja tomar un coeficiente de seguridad en la carga soportada por un pilote, que fija entre 4, para un buen terreno, y entre 6 para el fango movedizo. Este coeficiente lo computa prescindiendo del peso propio, que en ningún caso considera.

Siguiendo esta norma, el coeficiente de seguridad resultante, en los pilotes más sobrecargados, resulta:

$$\sigma = \frac{R_s + R_s}{P_p} = \frac{18.078 + 42.163}{15.006} = 4,01$$

que no es poco, puesto que se trata de un terreno muy bueno, para las condiciones de aquellos en que se suelen emplear los pilotajes.

El coeficiente de seguridad medio en todo el que se proyecta resulta, contando con el peso propio,

$$\sigma_{\text{med.}} = \frac{S_p}{\frac{p}{5}} = \frac{5 \times 58.848}{51.968} = 5,66$$

propio para terrenos sumamente débiles.

B) Resistencia horizontal del pilotaje.

1.º Acción horizontal que resiste cada pilote.

Podemos suponer H_p repartida en partes iguales, entre los 35 pilotes:

$$Q_p = \frac{218.976}{35} = 6.256 \text{ kg.}$$

2.º Longitud mínima de la hincas para que no bascule el pilote.

Viene dada por la expresión:

$$l + h = \sqrt{\frac{(\mu h_t - \partial h'_{1t})^2}{(\mu - \partial)^2} + \frac{6 Q_p}{\Delta d (\mu - \partial)}} - \frac{\mu h_t - \partial h'_{1t}}{\mu - \partial}$$

siendo $\mu = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$; $\partial = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$; $h_t =$ profundidad

media de la base del cimiento respecto a la explanación; $h'_{1t} = h'_t$ (profundidad media de la base del cimiento, respecto a la línea de emergencia del terreno natural, del paramento del estribo.

hacia el cauce) $+ h'' \cdot \frac{\Delta_1}{\Delta}$ (altura del nivel de las aguas, sobre dicha línea de emergencia, multiplicada por la relación de densidades).

En nuestro caso:

$\varphi = 25^\circ$; $\mu = \operatorname{tg}^2 57^\circ 30' = 2,464$; $\partial = \operatorname{tg}^2 32^\circ 30' = 0,406$; $h_i = 3,75$ (prescindiendo, como siempre, del terraplén de avenidas, que, en la forma que se propone, no ocupa todo el espacio de la cimentación); $h'' = 0$; y $h'_1 = h'_i = 3,75$ m. (puesto que es la misma h_{1i}).

Sustituyendo, se tiene:

$$l + h = \sqrt{3,75^2 + \frac{6 \times 6.256}{1.700 \times 0,3 \times 2,058}} - 3,75 = 3,21 \text{ m.}$$

3.º Coeficiente de seguridad.

En la teoría que se sigue no se indica ningún coeficiente de seguridad para esta clase de comprobación, sino que se admite una longitud de hinca algo mayor de la necesaria. Es decir, se admite un coeficiente poco mayor de la unidad.

Como $l + h = 6,45$, resulta, en nuestro caso:

$$\sigma' = \frac{6,45}{3,21} = 2,00$$

que juzgamos suficiente.

El presente documento es una copia de un original que se encuentra en el archivo de la Fundación Juanelo Turriano. El original es un documento de la época colonial, escrito en español, que describe la construcción de un puente de piedra en la ciudad de Turriano. El documento es de gran importancia histórica y cultural, ya que proporciona información sobre la ingeniería y la arquitectura de la época.

El documento es un extracto de un libro más grande, que se encuentra en el archivo de la Fundación Juanelo Turriano. El extracto describe la construcción de un puente de piedra en la ciudad de Turriano. El documento es de gran importancia histórica y cultural, ya que proporciona información sobre la ingeniería y la arquitectura de la época.

El documento es un extracto de un libro más grande, que se encuentra en el archivo de la Fundación Juanelo Turriano. El extracto describe la construcción de un puente de piedra en la ciudad de Turriano. El documento es de gran importancia histórica y cultural, ya que proporciona información sobre la ingeniería y la arquitectura de la época.

CAPÍTULO XVI

CALCULO DE LOS CAJONES DE HORMIGON ARMADO PARA AIRE COMPRIMIDO (1)

§ I. —Consideraciones generales.

§ II. —Cálculo de los cajones para el puente sobre el Montesa Menor, en Játiba.

§ III.—Cálculo de los cajones para el puente de San Telmo, sobre el Guadalquivir, en Sevilla.

Resistencia de la cámara durante la hinca.—Resistencia de la estructura durante la flotación.—Estabilidad del barco durante la flotación.

§ I. Consideraciones generales.

El cálculo de los cajones de aire comprimido suele reducirse a la comprobación a flexión de los cuchillos, considerándolos como ménsulas empotradas por su parte superior en el macizo del cimiento y resistiendo el empuje exterior del agua, más la presión de las tierras, sin tener en cuenta la contrapresión interior. Para ello, debe tenerse en cuenta que las dos caras de la pared no son paralelas, sino que forman un ángulo que oscila corrientemente entre 25 y 45°.

Aun cuando la presión interior de la cámara no sobrepasa sensiblemente en ningún caso la presión exterior, conviene proveer a

(1) Este capítulo ha sido redactado por mi joven discípulo y ya distinguido colaborador D. Eduardo Torroja, que nos ha proyectado varios cajones de esta clase.



los cuchillos de una armadura de compresión de alguna importancia para resistir los esfuerzos anormales que se puedan producir por los diferentes asientos del cuchillo durante la hinca.

Siempre que las chimeneas sean de hormigón, o, en general, siempre que la presión se pueda introducir por alguna fisura del macizo del cajón, puede convenir dejar salida a este aire por medio de algún drenaje próximo a la chimenea y además armarla, así como la periferia del cimiento, con barras redondas verticales (1).

El techo de la cámara se arma con varillas horizontales en cuadrícula, pero no suele hacerse ninguna comprobación de este elemento; sin embargo, en algunos casos en que el terreno es flojo, conviene descimbrar el cajón cuando tenga todavía poco peso, con objeto de que no se hinque mucho de primera intención en el terreno, y entonces se hormigona solamente un pequeño espesor de 25 cm., por ejemplo, de hormigón en el techo de la cámara, debiendo en este caso procurarse la armadura para resistir como un forjado el peso del hormigón fresco que se le vierta luego encima.

En aquellos casos en que, por desigualdades del terreno, no sea posible lograr que el cajón se apoye desde el primer momento en todo su perímetro, debe tenerse en cuenta el esfuerzo de flexión que se pueda producir para armar los cuchillos convenientemente.

Por último, cuando el cajón deba llevarse al lugar de su emplazamiento, por flotación, se calcula su estabilidad y su resistencia con arreglo a los principios de la arquitectura naval.

Para ello, se empieza por calcular cada parte del cajón bajo la presión del agua, asegurándose principalmente de la indeformabilidad general de la estructura, partiendo de un calado que se tantea primeramente, y se repite después todo el cálculo con arreglo al calado que corresponda, después de conocer ya las dimensiones exactas de todos los elementos, comprobándose también que el

(1) Este drenaje consiste en tres o cuatro tubos verticales que se dejan en la masa del hormigón a 20 ó 30 cm. de la chimenea, en comunicación con la atmósfera, por arriba. Por abajo pueden llegar algunos de estos tubos hasta el tubo de la cámara, comunicando con ella por medio de una llave, sirviendo de este modo para bajada de las conducciones eléctricas de alumbrado, para dar salida al aire cuando, por tratarse de terrenos fangosos e impermeables, la ventilación en las cámaras sea defectuosa, y en algunos casos los hemos empleado también para dar salida a los gases de los aparatos mecánicos de excavación, que se pueden emplear con éxito dentro de las cámaras.



barco tiene el centro de gravedad más bajo que el de carena, o, por lo menos, más bajo que el metacentro, y que aun en las flotaciones inclinadas hasta 15° , por ejemplo, el barco tiene suficiente reserva de estabilidad.

Mejor que entrar en el detalle teórico de esta cuestión, entendemos preferible exponer dos ejemplos característicos, uno del cajón de aire comprimido corriente, y otro de un cajón flotante, ambos recientemente construídos.

§ II. Cálculo de los cajones para el puente sobre el Montesa Menor, en Játiba

Como durante la hinka la presión del agua ha de estar compensada con la interior del aire comprimido, sólo deberíamos tener en cuenta, al calcular los cuchillos, la presión de las tierras. Sin embargo, para mayor seguridad, consideraremos el caso (que puede darse si las dificultades de la hinka lo exigen) de que se suprima tan rápidamente la presión interior que no le dé tiempo al agua de entrar y pasen unos minutos o segundos con toda la carga por el exterior y sin ninguna por el interior.

Entonces el empuje exterior se puede considerar dividido en dos: el empuje del agua y el de las tierras, descontando el peso o volumen desalojado por el agua.

Para la profundidad de 10 m. que marca el proyecto, el empuje total de las tierras se determina gráficamente por el método de Müller-Breslau con la figura 257.

Hemos tomado el talud natural de las tierras de 40° , porque éste es el ángulo que hemos podido comprobar prácticamente en terrenos análogos a éste; y el ángulo de rozamiento de tierras con el muro lo consideraremos nulo para mayor seguridad. Con éstos datos y con una densidad total del terreno de 1.600 kg./m.^3 , lo que equivale a una densidad en el

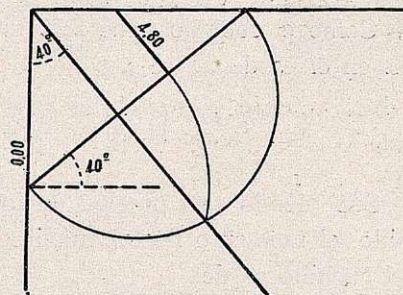


Fig. 257.

agua de 600 kg./m.^3 , el empuje total de las tierras viene dado por la fórmula:

$$E_T = \frac{1}{2} 600 \times (4,80)^2 = 6.900 \text{ kg.}$$

El empuje máximo a los 10 m. de profundidad es, por consiguiente,

$$2 \times \frac{6.900}{10} = 1.380 \text{ kg./m.}^2$$

a lo que hay que añadir 10.000 kg./m.^2 de la presión hidrostática, lo que da un total de 11.380 kg./m.^2 .

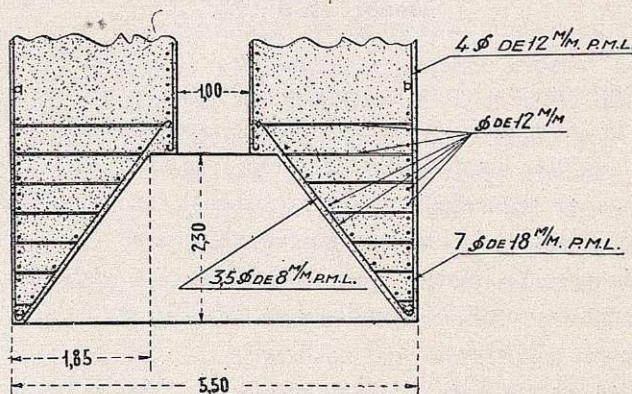


Fig. 258.

Como el cuchillo tiene 2,30 m. de alto (fig. 258), la presión media en él es de

$$11.380 \times \frac{2,30}{10} = 2.617,4 \text{ kg./m.}^2$$

Suponiendo esta presión uniformemente repartida en todo el cuchillo, el momento flector máximo de empotramiento en el arranque del cuchillo es de

$$MF = 2.617,4 \times \frac{(2,30)^2}{2} = 690,5 \text{ m./kg.}$$

En esta parte el cuchillo tiene un canto útil de 1,80 m. y una armadura de tensión de siete redondos de 18 mm. por metro li-

neal, = 17,81 cm.²; despreciaremos la armadura de compresión y la oblicuidad de la sección, que no tienen influencia apreciable, dadas las pequeñas cargas unitarias que se obtienen; la posición de la fibra neutra viene, pues, dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{100}{2} x^2 = 15 \times 17,81 (180 - x)$$

de donde

$$x = 29 \text{ cm.}$$

El momento de inercia de la sección vale:

$$I = \frac{100}{3} (29)^3 + 15 \times 17,81 (151)^2 = 6.903.440 \text{ cm.}^2$$

y las cargas del hormigón y el hierro, respectivamente,

$$H = \frac{M_v}{I} = \frac{2.658.000 \times 29}{6.903.440} = 11,20 \text{ kg./cm.}^2$$

$$A = 15 \frac{26.580 \times 151}{6.903.440} = 8,70 \text{ kg./mm.}^2$$

La carga real de compresión en la cara inclinada, vale:

$$H = \frac{11,2}{\cos^2 40^\circ} = \frac{11,2}{0,76^2} = 19,6 \text{ kg./cm.}^2$$

cargas ambas suficientemente pequeñas para alejar toda duda acerca de la resistencia del cuchillo a flexión.

Al esfuerzo cortante, la resistencia está aún más asegurada, porque el cuchillo va armado con estribos y el hormigón por sí solo basta para resistir con holgura este esfuerzo, ya que la carga unitaria que sufre es de:

$$\frac{10.070 \times 2,30}{18.000} = 1,3 \text{ kg./cm.}^2$$

Hemos comprobado la sección de empotramiento del cuchillo; las secciones inferiores, evidentemente, no necesitan comprobación y las superiores tampoco, ya que todas las barras tendidas tienen anclajes suficientemente seguros. En cuanto a la armadura de compresión del cuchillo y las armaduras del techo y del alzado del relleno, que no son teóricamente necesarias, creemos que basta para



justificarlas nuestra práctica en estos trabajos, que es realmente la que nos ha enseñado a colocarlas.

En las zonas curvas, el cuchillo obra como una bóveda completamente compensada, que resistiría aun sin armadura, y por este motivo hemos separado algo más las barras.

Respecto al cajón mayor para un estribo que trabaja en iguales condiciones, no es necesario comprobar su resistencia.

§ III. Cálculo de los cajones de cimentación para el puente de San Telmo, sobre el Guadalquivir, en Sevilla (1).

Para la cimentación por aire comprimido de las pilas se proyectan cuatro cajones de hormigón armado de $14,50 \times 8,30$ m. en planta, suficientemente aligerados para flotar con un calado exiguo, y dentro de los cuales se alojan las cámaras de trabajo.

Con esta disposición podrán construirse los cajones en la ribera y llevarse por flotación al lugar de su emplazamiento, sin estorbar la navegación.

Como se indica en la figura 259, y en las 161 y 162 (páginas 192

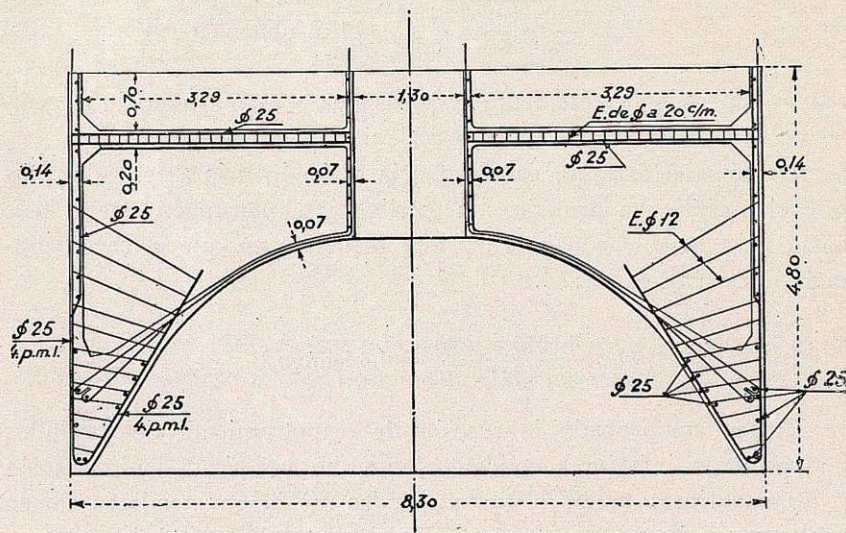


Fig. 259.

(1) Se describen estos cajones en las páginas 192 a 194.

y 193), en cada cajón la cámara de trabajo se ha dividido en dos, comunicadas entre sí y cubiertas por cúpulas esféricas de 7 cm. de espesor, de cuyas claves arrancan las chimeneas de comunicación con la atmósfera.

Los cuchillos llevan fuertes cartabones en los ángulos y en la unión con el tabique central, amoldándose así, en su unión con las cúpulas, a la forma circular de éstas, y se prolongan exteriormente hacia arriba por paredes de 14 cm. de espesor, arriostradas cerca del borde superior por una viga referida a las bocas de las chimeneas con vigas longitudinales y transversales, formando un piso de arriostamiento o trancanil del barco.

Dividiremos el estudio de esta estructura en tres partes:

- 1.º Resistencia de la cámara durante la hinca.
- 2.º Resistencia de la estructura durante la flotación.
- 3.º Estabilidad del barco durante la flotación.

Para el fondeo, se rodea el cajón con el molde de madera exterior subido hasta 2,50 m. por encima del borde del mismo, en disposición de recibir el hormigón de relleno hasta la altura de 7,50 m. sobre el borde de los cuchillos, altura suficiente para sobresalir del agua, aun en pleamar. Aunque con este forro no se logre la impermeabilidad absoluta del recinto, permitirá agotarlo holgadamente con una bomba, aprovechando en último extremo las bajamares y hacer en buenas condiciones el relleno del cajón, ya que la carrera de marea máxima es de 2,80 m. sensiblemente y el calado del fondo en bajamar variable de 4 a 5 m., fondo que se igualará previamente con draga para ofrecer un buen asiento del cajón.

Resistencia de la cámara al final de la hinca.—Aunque en el trabajo normal la presión interior equilibra a la hidrostática, puede, sin embargo, desaparecer rápidamente la presión interior y tardar unos minutos en llenarse la cámara con el agua exterior, por lo que se calculan los cuchillos para resistir toda la presión de fuera (hidrostática y empuje de tierras), sin contar ninguna contrapresión interior.

A la profundidad de 25 m. bajo el agua y 20 m. bajo el fondo, la presión máxima de las tierras, con un ángulo de talud natural de 40° y un peso específico dentro del agua de 0,08, es de 8.000 kg. por metro cuadrado, que, sumado a la carga hidrostática, da un total de 33.000 kg./m.².



El cuchillo, considerado como una ménsula empotrada en la sección superior y con un voladizo de 1,50 m., sufre una flexión de

$$\frac{33.000 \times 1,50^2}{2} = 37.000 \text{ mkg./m. l.}$$

Como la pieza va armada con 8 *b.* de 25 = 39,27 cm.² en la cara de tensión, y 4 *b.* de 25 = 19,63 cm.² en la de compresión, tiene un canto útil de 95 cm. y la cara comprimida forma con la vertical un ángulo de 35°; la distancia de la fibra neutra a la cara comprimida puede deducirse con suficiente aproximación de la siguiente ecuación de momentos estáticos:

$$\frac{100}{2} h^2 + 15 \times 19,63 (h - 5) = 15 \times 39,27 (95 - h)$$

$$h = 26 \text{ cm.}$$

y del mismo modo, el momento de inercia de la sección con 1 m. de ancho, vale:

$$I = \frac{100}{3} 26^3 + 15 \times 19,63 \times 21^3 + 15 \times 39,27 \times 69^3 = 3.430.000 \text{ cm.}^2$$

La carga unitaria del hierro es, por tanto,

$$A = 15 \frac{37.000 \times 69}{3.430.000} = 11 \text{ kg. cm.}^2$$

y la máxima compresión del hormigón paralela a la cara no vertical:

$$\frac{3.700.000 \times 26}{3.430.000 \times \cos^2 35} = 34 \text{ kg./cm.}^2$$

El máximo esfuerzo cortante en esta sección vale = 48.000 kg. y se resiste con estribos de 12 mm., espaciados a 20 cm. verticalmente y 25 cm. horizontalmente; la carga unitaria a que trabajan es, por tanto, de

$$\frac{48.000 \times 20}{8 \times 1,14 \left(95 - \frac{26}{3} \right)} = 1.200 \text{ kg./cm.}^2$$

Como todo el resto del cajón queda formando parte del macizo de relleno, no ha lugar a comprobar la resistencia de ningún otro

elemento, y solamente señalamos que para trabar bien la estructura con el relleno se prolongan las series de los estribos de los cuchillos atravesando la masa del relleno.

Resistencia de la estructura durante la flotación.—El cajón pesa, como veremos más adelante, 233 tn.; por consiguiente, al llenar de aire a presión las cámaras para la botadura, la presión de este aire ha de ser igual a la diferencia de las alturas del agua dentro y fuera del cajón, o sea, como límite máximo, 2 m., lo que equivale a una presión de 0,2 kg./cm.².

Las cúpulas esféricas que cubren las cámaras, por su delgado espesor, pueden calcularse por los principios de las membranas rígidas, con arreglo a los cuales hacemos las consideraciones siguientes:

Llamando p la presión interior, r el radio de un paralelo, a el ángulo de la normal a la superficie con la vertical y R su radio de curvatura, la reacción vertical a lo largo de un paralelo vale:

$$V = \pi \times r^2 \times p$$

y la componente según la tangente al meridiano:

$$m = \frac{V}{2\pi r \sin a} = \frac{pr}{2 \sin a} = \frac{pR}{2} = \frac{2.000 \times 5}{2} = 5.000 \text{ kg./m. l.}$$

y la tensión según la tangente al paralelo:

$$t = \frac{d(rm \cos a)}{dl} = m \left(\cos^2 a - \frac{r}{R} \sin a \right)$$

o sea, en los arranques:

$$r = 350 \text{ m. } t = 5.000 \left(0,642^2 - \frac{3,50}{5} \times 0,766 \right) = -650 \text{ kg./m. l.}$$

y para la boca de la chimenea:

$$r = 0,65 \text{ m. } t = 5.000 \left(0,985^2 - \frac{0,65}{5} \times 0,173 \right) = 4.750 \text{ kg./m. l.}$$

y la compresión en el anillo extremo:

$$c = m r \cos a = 5.000 \times 3,50 \times 0,642 = 11.250 \text{ kg.}$$

Como la cúpula va armada con varillas tangentes a la chimenea y en tal número que en los arranques, donde su separación es má-



xima, entran 4 b. de 12 p. m. 1., quedan resistiendo la tensión meridiana a razón de 12 kg./mm.².

Los esfuerzos en la boca de la chimenea se resisten con holgura, dada la superposición de redondos que allí se produce, y de los cuales pueden cortarse la mitad de ellos sin inconveniente, enganchándolos a los otros, con lo que se facilita el hormigonado de esta parte.

Puede comprobarse que en cualquier sección meridiana, la proyección, sobre la normal, de las varillas que se cortan es suficiente para resistir la tensión correspondiente según el paralelo.

En la proximidad de los arranques, donde las varillas de trabajo quedan bastante espaciadas, se unen con alambre para disminuir el ancho de la malla y dar mejor trabazón al hormigón.

El anillo exterior está formado por los mismos cuchillos, que con sus cartabones y armaduras forman una pieza de resistencia más que sobrada para resistir los esfuerzos transmitidos por las cúpulas.

Las paredes exteriores del cajón trabajan como losas de 2,50 m. de luz, semiempotradas abajo en los cuchillos y arriba en la viga de cintura o trancanil del barco, y sufren la flexión debida a la carga de agua, que en el momento del fondeo tiene una repartición triangular con valor cero en la parte superior y de 2.500 kg./m.² en la inferior.

El momento flector máximo vale, por tanto,

$$0,128 \times 2.500 \times \frac{2,50^2}{2} = 1.000 \text{ mkg./m. 1.}$$

que se resiste con un canto total de 14 cm. y una armadura de 8 b. de 12 = 9,2 cm.², a razón de 40 kg./cm.² para el hormigón y 10 kg. por milímetro cuadrado para el hierro.

La pared transmite su carga por abajo al cuchillo y por arriba al trancanil, cargando los dos tercios al primero y el tercio al segundo.

Durante el fondeo, al llenar de agua el cajón, se elevará el nivel exterior, trabajando la parte de losa que queda por encima del trancanil y sufriendo éste también una carga mayor, que puede llegar a 2.500 kg./m. 1.; con la luz entre apoyos que tiene la viga de cintura, resulta un momento de

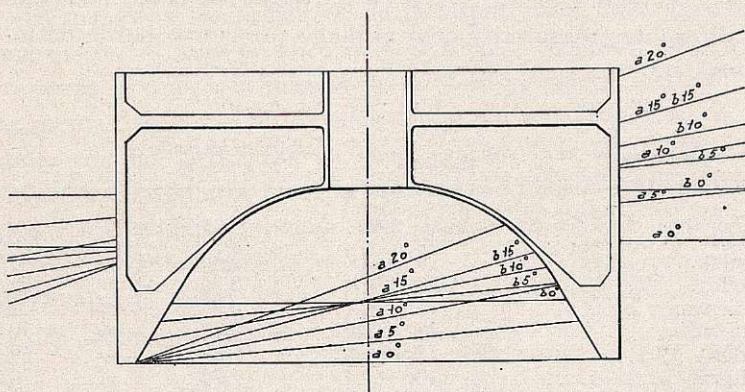
$$\frac{2.500 \times 4}{12} = 3.330 \text{ mkg.}$$

que se resiste holgadamente con el canto de 40 cm. y la armadura de 2 b. de 25 mm.

Durante este período de fondeo, como el nivel del agua se eleva simultáneamente dentro y fuera del cajón, la pared no sufre aumento de flexión.

Los cuchillos sufren algunos esfuerzos de flexión y tensión, pero resultan despreciables para las dimensiones y armaduras que tienen.

Estabilidad del barco durante la flotación (fig. 260).—Para botar el cajón puede emplearse el sistema de varadero, haciendo desli-



—Gráfico de las flotaciones estudiadas—

Fig. 260.

zar el cajón transversalmente sobre dos correderas prolongadas hasta la profundidad necesaria para que el cajón, antes de abandonarlas, alcance su calado propio, llenándose de agua las cámaras, calado que, como veremos más adelante, es de 3,65 m.

Con objeto de disminuir esta profundidad, puede colocarse en el cajón un falso fondo de madera para aprovechar todo el desplazamiento de las cámaras, reduciéndose entonces el calado a 1,94 m.

También puede hacerse la botadura sobre varadero con plataforma horizontal e inyectar entonces aire a presión en las cámaras para aprovechar parte del desplazamiento de éstas; pero no habiendo en la localidad varadero de esta clase, resulta más práctico, y con mayores garantías de seguridad, construir el cajón a 2,70 ó 2,80 m.

por debajo de pleamar en una explanada separada del río por una ataguía que pueda removerse luego para dar paso al cajón, o bien construirlo directamente sobre la ladera a cualquier altura, hincarlo en el terreno hasta la profundidad indicada, por medio de aire comprimido, y aprovechando las bajamares, excavar o dragar luego las tierras que queden entre el cajón y el río, y sacarlo, en fin, flotando durante una pleamar, gracias al volumen desalojado por la presión del aire que se inyecte en las cámaras (1).

Réstanos, pues, estudiar la estabilidad del barco en estas diferentes fases. Para ello, empezaremos por determinar el peso del cajón y la altura de su centro de gravedad, tomando momentos de sus diferentes masas respecto al plano inferior o borde de los cuchillos.

Designación	Pesos Toneladas		Alturas de los centros de gravedad		Momentos M. tn.
Cuchillos.....	110		1,05	=	116,0
Cúpulas.....	20	×	2,30	=	46,0
Paredes.....	58	×	3,20	=	185,0
Chimeneas.....	5	×	4,40	=	22,0
Trancanil.....	18	×	3,90	=	70,0
Moldes.....	12	×	5,80	=	69,6
Esclusas.....	10	×	7,00	=	70,0
	233				578,6

Peso = 233 tn.

$$\text{Altura del c. de g.} = \frac{578,6}{233} = 2,50 \text{ m.}$$

Colocando el falso fondo, el cajón tomará un calado de

$$\frac{233}{14,50 \times 8,30} = 1,94 \text{ m.}$$

El radio metacéntrico viene dado, como se sabe, por el cociente del momento de inercia de la flotación por el volumen de carena, o sea

$$R = \frac{I}{V} \frac{1/12 \times 14,50 \times 8,30^3}{233} = 3 \text{ m.}$$

(1) Este fué el último procedimiento empleado en la construcción y con el que se hizo la operación en perfectas condiciones. (Véanse detalles de este lanzamiento en la página 194.)



y como el centro de carena está a $\frac{1.94}{2} = 0,97$ m. de altura, o sea $2,50 - 0,97 = 1,53$ por debajo del de gravedad, nos queda una altura entre éste y el metacentro de $3 - 1,53 = 1,47$ m.

Al escorar este barco, el momento de inercia de la flotación aumenta, sin variar el volumen de carena, y, por consiguiente, el par estabilizante del barco aumenta rápidamente con la escora, aun para valores grandes de ésta, no siendo, por tanto, necesario entrar en mayores estudios.

Para fondear el cajón es necesario dar entrada al agua en las cámaras, y en ese período la estabilidad disminuye, pero se demuestra, con arreglo a los principios de la arquitectura naval, que es la misma que en el caso de no existir el fondo y contener el agua en las cámaras gracias a la presión del aire en su interior, estudio que hacemos más adelante, no deteniéndonos por esto ahora en él. Sin fondo y con las chimeneas en comunicación con la atmósfera, el agua invade las cámaras hasta la altura de la flotación externa, estableciéndose el equilibrio cuando ésta llega a los 3,80 m., como comprobamos a continuación.

Las cámaras cubic

Parte tronco piramidal:

$$2 \times \frac{1,50}{3} (55,0 + 39,5 + 55,00 \times 39,5) = 141,0 \text{ m.}^3$$

Parte acupulada:

$$2 \times \frac{1}{3} \times 1,50^3 (3 \times 5,00 - 1,50) \dots = 64,0 \text{ m.}^3$$

Chimeneas:

$$2 \times \frac{\pi \times 1,30^2}{4} \times 0,80 \dots = 21,0 \text{ m.}^3$$

Suma,	<u>226,0 m.³</u>
-------------	-----------------------------

El volumen de carena es, por tanto:

$$(14,50 \times 8,30 \times 3,65) - 226 = 233 \text{ m.}^3$$

que es exactamente el desplazamiento del barco, como vimos más arriba.

La altura del centro de carena viene dada por la siguiente descomposición de momentos:

$$\text{Carena total.} \dots\dots\dots 440 \times 1,83 = 809$$

a deducir:

Parte tronco piramidal.....	= -	141 × 0,60 = -	84
Parte acupulada.....	= -	64 × 2,00 = -	128
Chimeneas.....	= -	2 × 3,50 = -	7
		233	590

$$\frac{590}{233} = 2,53 \text{ m.}$$

Vemos, pues, que en este caso el centro de carena queda ligeramente por encima del de gravedad y que la estabilidad está, por tanto, completamente asegurada, siendo, además, grande el par adrizante, por serlo también el radio metacéntrico, que es el mismo que hallamos anteriormente.

Ahora bien: si a partir de este calado cerramos las esclusas, e inyectando aire en las cámaras desalojamos el agua de su interior, el calado del barco irá disminuyendo al mismo tiempo que su estabilidad, puesto que, por un lado, el centro de gravedad se irá levantando sobre el de carena y, por otro, la altura metacéntrica irá disminuyendo al aumentar el área de la flotación interna, llegando un momento en el que el metacentro quede por debajo del centro de gravedad, como se comprueba estudiando el caso ideal en que el aire llegara a vaciar completamente las cámaras, manteniéndose el barco adrizado.

El calado será entonces de 1,94 m.

La altura del centro de gravedad sobre el de carena: 2,50 — 0,97

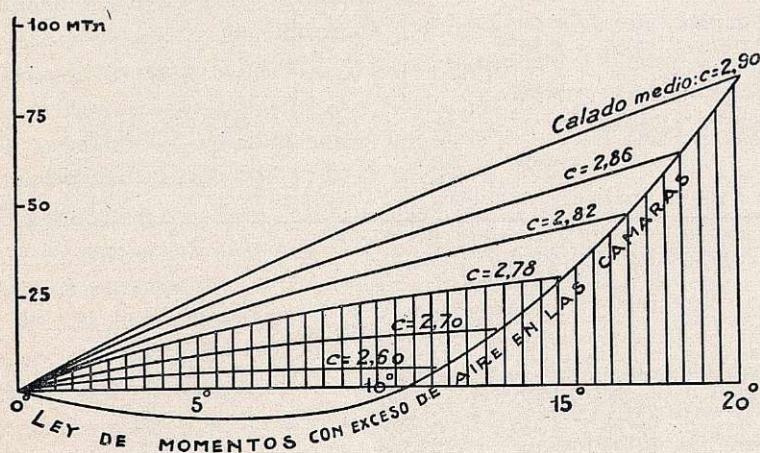
La altura metacéntrica:

= 1,53 m.

$$\frac{I - I'}{V} = \frac{1/12 (14,50 \times 8,36^3 - 14,10 \times 7,90^3)}{233} = 0,45 \text{ m.}$$

por consiguiente, el metacentro queda a 1,53 — 0,45 = 1,08 m. por debajo del centro de gravedad, y el barco no puede mantenerse

adrizado; pero a medida que escora se va escapando el aire de las cámaras por debajo del cuchillo y el calado medio aumenta hasta llegar a la inclinación de 11° , con lo cual el barco recupera su estabilidad, como vamos a ver (fig. 261).



CURVAS DE ESTABILIDAD

Fig. 261.

Supongamos que el barco escora lentamente y alcanza la inclinación de 5° . El agua que ha entrado en las cámaras se cubica en la siguiente forma:

$$\text{Prisma.} \dots \dots \frac{1}{2} \times 13,30 \times 7,90 \times 0,60 = 31,5 \text{ m.}^3$$

$$\text{Pirámide.} \dots \dots \frac{1}{3} \times 0,80 \times 7,90 \times 0,60 = 12,5 \text{ m.}^3$$

$$\underline{44,0 \text{ m.}^3}$$

El calado en el eje del cajón vale, por consiguiente:

$$\frac{233 + 44}{10} = 2,32 \text{ m.}$$

Descomponiendo la carena total y tomando momentos respecto

al eje de simetría del cajón y al plano de los cuchillos, obtendremos las coordenadas del centro de carena:

DESIGNACION	Volumen	Abscisa	Ordenada	Momentos	
Carena total:					
Trapezio: $14,50 \times 8,30$ $\times 1,98$	236	0	1,33	0	315,0
Triángulo: $14,50 \times 8,30$ $\times 0,34$	41	1,40	0,23	57,5	9,4
Carena interna.....	44	1,26	0,10	— 55,5	— 4,4
	233			2,0	320,0

Abscisa del centro de carena:

$$\frac{2,0}{2,33} = 0,086 \text{ m.}$$

Ordenada del mismo:

$$\frac{320}{233} = 1,37 \text{ m.}$$

Altura del metacentro sobre el centro de gravedad:

$$0,086 \text{ ctg. } 5^\circ + 1,37 - 2,50 = - 0,37 \text{ m.}$$

Operando en la misma forma para inclinaciones de 10° , 15° y 20° , se obtienen los valores siguientes:

Escora	Carena interna — M. ³	Calado — M.	Carena total — M. ³	CENTRO DE CARENA		Altura del m. sobre el c. de g. — M.	Par adrizante — M. tn.
				Abscisa — M.	Ordenada — M.		
				M.	M.	M.	M. tn.
	0	1,94	233	0	0,97	— 1,08	»
5°	33	2,22	266	0,086	1,37	— 0,37	»
10°	63	2,47	296	0,17	1,50	— 0,04	»
15°	100	2,78	334	0,31	1,84	0,49	29,5
20°	117	3,10	350	0,57	2,00	1,05	84,0

Tomando como abscisas las escoras y como ordenadas los momentos adrizantes, hemos trazado la curva de estabilidad.

Vemos que el par adrizante aumenta rápidamente con la incli-

nación, teniendo el barco una gran reserva de estabilidad, ya que la inclinación de 20° no ha de producirse nunca tratándose de una maniobra breve y en un puerto sin oleaje ninguno.

El régimen de estabilidad del barco es el siguiente:

Al introducir aire en las cámaras lentamente, el barco pierde su estabilidad de peso, pero mantiene una estabilidad de forma muy marcada; el calado va disminuyendo y el barco se mantiene adrizado hasta que este calado llega a 2,50 m. sensiblemente; momento en el que el barco escora, tomando la inclinación de 11° , posición en la que se mantiene fijo, dejando escapar por debajo del cuchillo todo el aire que se inyecte, sin alterar la escora ni el calado del cajón.

Si por cualquier causa exterior aumentamos la escora, el aire se escapa en mayor cantidad, el calado aumenta y el barco tiende a tomar una posición más adrizada que la inicial, hasta que la inyección de aire le hace recuperar la posición primitiva. El calado máximo en esta posición es de 3,25 m.

El cajón puede flotar con un calado cualquiera superior a 2,50 m.; pero cuanto más se acerca a este límite, menores son los pares adrizantes y mayores las escoras que toma bajo la acción de cualquier carga exterior.

Sin embargo, a poco que se separen los calados de este límite mínimo, los momentos adrizantes aumentan rápidamente; así, por ejemplo, con un calado de 2,78 m., es decir, con el mismo volumen de aire en las cámaras que en la flotación con escora de 15° antes estudiada, la altura del centro de carena se mantiene sensiblemente fija a 1,83 m.; el radio metacéntrico vale:

$$\frac{I - I'}{V} = \frac{1/12 (14,50 \times 8,30^3 - 13,00 \times 6,80^3)}{233} = 1,50 \text{ m.}$$

Por consiguiente, la altura del metacentro sobre el centro de gravedad es ya de:

$$1,83 + 1,50 - 2,50 = 0,83 \text{ m.}$$

y la escora que tomaría el barco bajo la acción de un momento escorante exterior de 10.000 mkg. sería solamente de

$$\text{arc sen } \frac{10}{233 \times 0,83} = 3^\circ$$

En el diagrama se ha rayado el área representativa de la reserva de estabilidad del barco partiendo de esta carena de 2,78 m. de calado, con el que puede efectuarse la operación perfectamente.

Para el fondeo, basta dar salida al aire lentamente para que el cajón baje y lastrarlo luego, bien con el hormigón de relleno, bien dando entrada al agua del exterior.



OBRAS DEL AUTOR

- ESTUDIO SOBRE LOS TRANVIAS DE VAPOR.**—Folleto (1890). Agotado.
- PUENTES DE HIERRO ECONOMICOS, MUELLES Y FAROS SOBRE PALIZADAS Y PILOTES METALICOS.**—Segunda edición (1895).—Obra premiada con la Cruz de Caballero de Carlos III; 258 páginas de texto, con 37 figuras intercaladas y 31 láminas en tomo separado.—Informada favorablemente por la Academia de Ciencias.—Agotadas dos ediciones de 1.000 ejemplares.
- ESTUDIO SOBRE EL EMPLEO DEL ACERO EN LOS PUENTES.**—Publicado en el Boletín de la "Revista de Obras Públicas", números 7, 9 y 10 de 1896. Tomo I.
- GRANDES VIADUCTOS.**—Primer tomo de la Biblioteca de la "Revista de Obras Públicas" (1897).—Obra premiada con propuesta de la Encomienda de Carlos III.—Un volumen en 4.º con 30 láminas, 400 páginas y 100 figuras intercaladas en el texto: 30 pesetas.
- LA ASOCIACION INTERNACIONAL PARA EL ENSAYO DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION.**—Folleto (agotado).
- HORMIGON Y CEMENTO ARMADO. MI SISTEMA Y MIS OBRAS.**—Folleto.
- PUENTES DE HORMIGON ARMADO.**—Folleto de los artículos publicados en la "Revista de Obras Públicas" (1900).
- CUBIERTAS PARA DEPOSITOS DE AGUA.**—Folleto (agotado).
- CONFERENCIA EN EL ATENEO DE MADRID sobre las construcciones de hormigón armado.**—Folleto (agotado), 1902.
- LE BETON ARME EN ESPAGNE.**—Publicado por el "Bulletin de la Société des Ingenieurs Civils de France". Mars, 1907.
- LOS PROGRESOS DEL HORMIGON ARMADO EN ESPAÑA.**—Folleto (1907).
- LOS PUENTES MODERNOS.**—Conferencia en el Instituto de Ingenieros Civiles.—Folleto (1908).
- EL MINISTERIO DE FOMENTO EN LA ARGENTINA.**—Folleto (1911).
- EL FERROCARRIL DE TANGER A ALCAZAR.**—Folleto (1913).
- LA VERDAD SOBRE EL FERROCARRIL DIRECTO DE MADRID A VALENCIA.**—Folleto (1914).
- LA CONVENIENCIA ESPAÑOLA EN LA GUERRA EUROPEA.**—Conferencia en el Instituto Francés.—Folleto (1915).
- LA ARITMETICA Y LA HISTORIA, EN CONTRA DE LA HEGEMONIA ALEMANA.**—Conferencia en el Instituto Francés.—Folleto (1916).
- EVOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.**—Conferencia en la Exposición de la Construcción (1925).
- PUENTES DE FABRICA Y HORMIGON ARMADO.**—Tomo I: **Generalidades, muros y pequeñas obras.**—324 páginas, 213 figuras y 20 láminas (1925).
- Tomo III: **Anteproyectos y puentes de fábrica.**—En preparación. Tomo IV: **Puentes de hormigón armado y obras varias,** y Tomo V: **Construcción y cálculos.**





FUNDACIÓN
JUANELO
TURRIANO